

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

29. JAHRGANG

MAI 1954

HEFT 5

**Zur 51. Hauptversammlung
des Deutschen Beton-Vereins e. V.**

6. und 7. 5. 1954 in Essen

Aus unserer Referenzliste:

Nibelungenbrücke Worms
Donautalbrücke Untermarchtal
Moselbrücke Koblenz-Lützel
Autobahnbrücke Rodenkirchen

Donaukraftwerk Jochenstein
Lechspeicher Roßhaupten
Okertalsperre im Harz
Speicher Trausnitz - Reisach
Rabenleite

Schwarzwaldhalle Karlsruhe
Europahalle Düsseldorf
Bundespostministerium Bonn
Fernmeldeamt der DB-Post
in Frankfurt

DURCH
PLASTIMENT
ZUM
QUALITÄTSBETON



PLASTIMENT

G. M. B. H.
KARLSRUHE

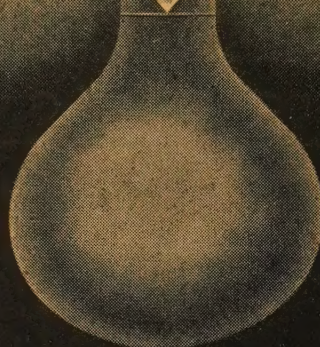
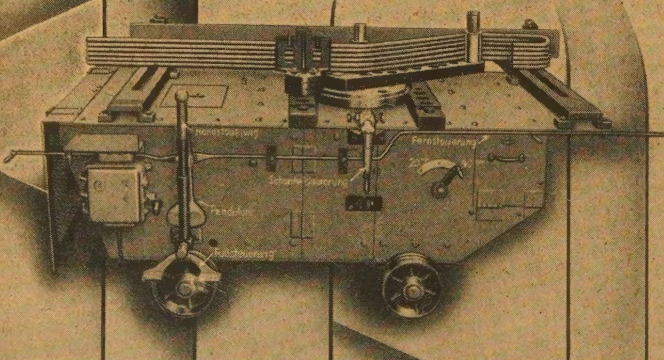
DURCH
PLASTOCRETE
ZUM
LUFTPORENBETON



GEGRÜNDET 1880

POLENSKY & ZÖLLNERHauptverwaltung
FRANKFURT/MAIN

Niederlassungen in:

BERLIN
BRAUNSCHWEIG
BREMEN
DORTMUND
FRANKFURT/M.HAMBURG
HANNOVER
KASSEL
KOBLENZ
KÖLNMINDEN
MÜNCHEN
NÜRNBERG
STUTTGART
WILHELMSHAVENENTWURF UND AUSFÜHRUNG
VON
INGENIEURBAUTEN
DES HOCH- UND TIEFBAUES
BETON- UND STAHLBETONBAU
SPANNBETONFlugplätze · Straßenbau · Eisenbahnbau
Bauten für Wasserversorgung einschließl. Talsperren
sowie für See- u. Binnenschifffahrt mit dazugehörigem
Grundbau, Kunstbauten, Tunnel usw.Erd- und Felsbewegungen jeder Art und Größe
Geschäftshäuser · Wohnhäuser · Industriebauten**LORENZ**
BETON-BOHRPFAHLbei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen TiefgründungenALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF**LORENZ-BAU**
G. M. B. H.
ISERLOHNALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO.
LÜBECK · HAMBURG · KIEL*Über 1/2 Jahrhundert*
FUTURA
Schneide- u. BiegemaschinenUNFALL- UND NARRENSICHER
gewähren ein normengerechtes Fertigen
aller in Frage kommenden Betonstahl-
formen und -sorten, auch der naturharten
Stähle bis 165 kg Festigkeit.Sämtliche Zusatzgeräte, wie Spiralbiege-,
Scherbügel- und Streckvorrichtungen sowie
Spaltmesser ohne Änderung anbaubar.*Spezial-Maschinenfabrik* **FUTURA** *Wuppertal-Elberfeld*
A. Wagenbach & Cie · Markomannenstr. 7 · Fernruf 42022/23 · Telegr.-Adr. FUTURA



**Westfalenhalle
und Reinoldikirche,**

weit geht beider Ruf als
Wahrzeichen neuer und
mittelalterlicher Baukunst
über die Grenzen Dort-
munds hinaus.

Hoesch Betonstahl II

trägt in luftiger Stahlbetonkonstruktion
die Zuschauerränge und Glaswände der größten und schönsten Sporthalle Europas.

Hoesch Betonstahl II

wird zum Wiederaufbau des im Kriege zerstörten Reinoldikirchturms verwendet.

**WESTFALENHÜTTE AG
DORTMUND**

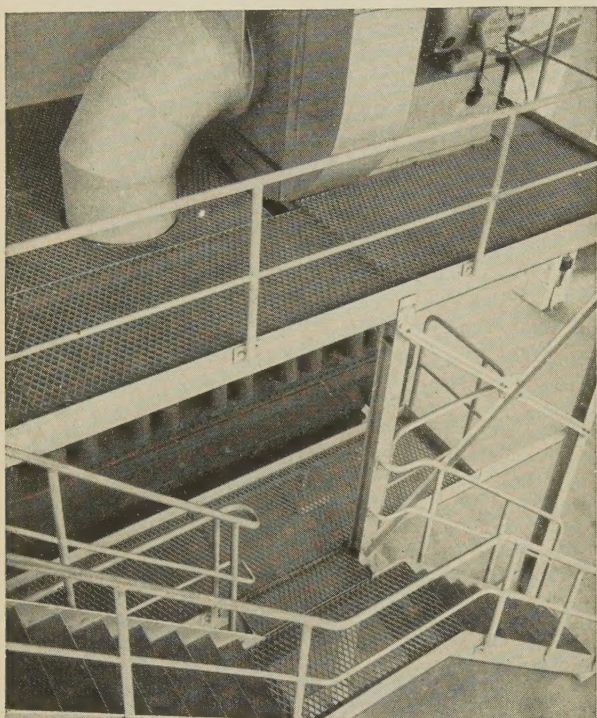
Kohout

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT / FRANKFURT (MAIN)



HOCHBAU · TIEFBAU · STAHLBETONBAU
STEINMETZBETRIEBE · ZIEGELEIEN



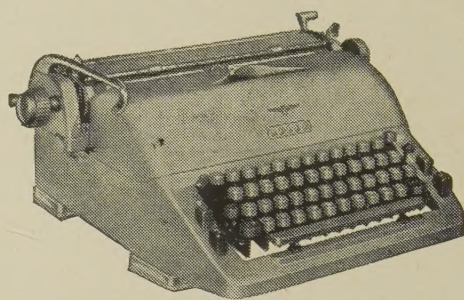
Diagonal Gitterroste

Wilhelm Hähn, Ferndorf

Gegründet 1875

(Kreis Siegen)

Roste- und Apparatebau



ADLER
Special

Die Standard-Schreibmaschine für
anspruchsvolle Korrespondenz

wird überall dort bevorzugt, wo die um-
fangreichste Schreibarbeit im Büro, die
Korrespondenz, schnell, sauber und in
vielfacher Durchschrift zu erledigen ist.

Der 30-cm-Wagen erweitert den Arbeitsbereich

DM 590,—



ADLERWERKE VORM. HEINRICH KLEYER
AKTIENGESELLSCHAFT FRANKFURT (MAIN)

BAUWESEN-VERSICHERUNG

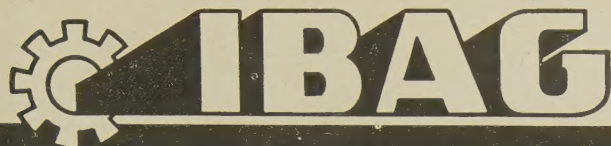
Ein unentbehrlicher Schutz in der Bauwirtschaft

Fordern Sie Beratung durch:



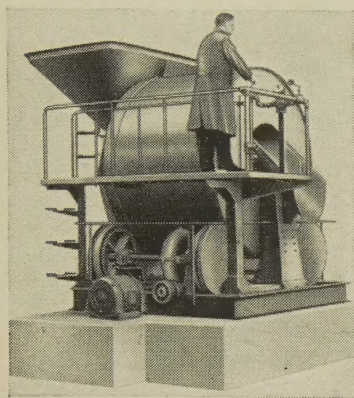
ALLIANZ VERSICHERUNGS-AKTIENGESELLSCHAFT
FRANKFURTER VERSICHERUNGS-AKTIENGESELLSCHAFT
BAYERISCHE VERSICHERUNGSBANK AKTIENGESELLSCHAFT





Hochleistungsmischer

1000 — 1500 — 2500 Liter ortsfest
1000 — 1500 Liter fahrbar



Reibradantrieb der Trommel
Stetiger Drehsinn
Wasserdosierung durch Meßuhr
Ölhydraulische Steuerung
Mit Vorsilo oder Beschickungsaufzug

Internationale Baumaschinenfabrik A.G.
Neustadt a. d. Weinstr. 18 Telefon: 3126-28

WAYSS & FREYTAG AG.

HOCH- UND TIEFBAU

Frankfurt am Main Neue Mainzer Str. 59

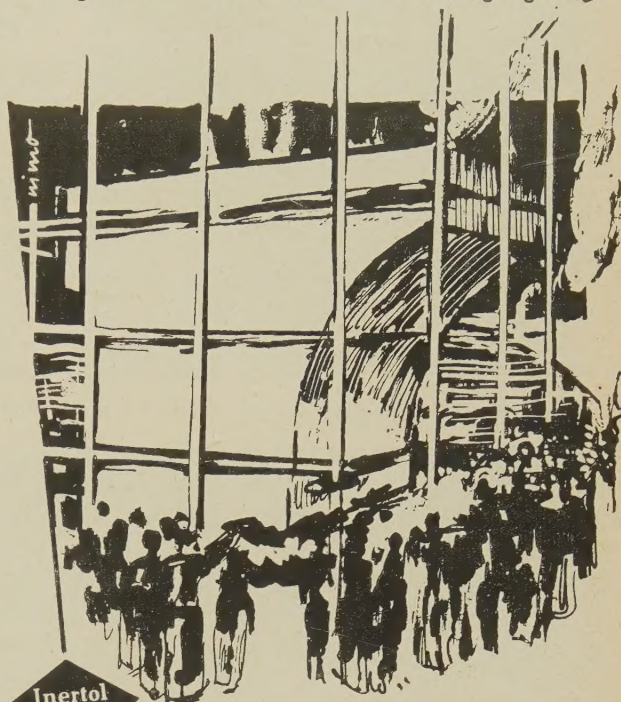


Zweigeschossige Tribünenanlage im Volkspark-Stadion
Hamburg-Altona. Spannbetonausführung

NIEDERLASSUNGEN

Berlin · Bremen · Düsseldorf · Essen · Frankfurt a.M.
Hamburg · Hannover · Karlsruhe · Kiel · Köln · Mannheim
München · Neustadt/Weinstr. · Nürnberg · Stuttgart

Wir grüßen die Teilnehmer der Betontagung.



Inertol

Hydrasfalt

Icosit

Palesit

Terrol

Gudronol

IM FUNDAMENT

schon muß mit dem Schutz des Betons begonnen werden.

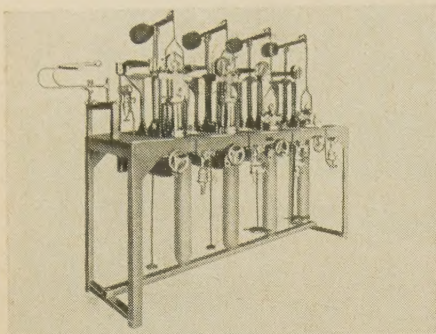
Unser Arbeitsgebiet ist es, Ihre Bauwerke zu schützen, damit sie einer späteren Zeit noch Zeugnis geben von dem Können und dem Schaffensgeist deutscher Konstrukteure. Unsere Erzeugnisse helfen Ihnen, dieses hohe Ziel zu erreichen.

Eine große Anzahl von Unterlagen steht Ihnen jederzeit kostenlos zur Verfügung.

ERZEUGNISSE DER

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART UND
GELSENKIRCHEN/BUER



Paul Stenzel

Feinmech.-Apparatebau

HAMBURG-BAHRENFELD

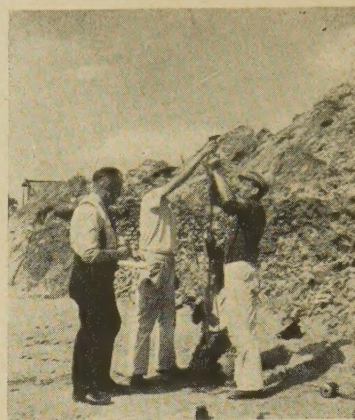
89 55 61

89 24 73

Belastungsgestell (Maschine)
(D. B. Pat. angem.)

Künzelstab im Einsatz
und vieles andere mehr in langj. Erfah-

rung für Forschung und Lehrzwecke als auch für den praktischen Gebrauch!



Rothe Erde
KUGEL-DREHVERBINDUNGEN
Deutsches Patent, Auslandspat. ang.
Doppelreihige-dreiteilige Kugellager zur Aufnahme hoher Axialkräfte und Kippmomente
KEIN KÖNIGSZAPFEN MEHR!

EISENWERK Rothe Erde GM BH **DORTMUND**

WDI

SPANNBETON-STAHL DRAHT

SPANNBETON-STAHL LITZEN

für Brückenbau

Dachplatten

Deckenträger

Dachrinnen

Abdeckplatten

WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE

HAMM (WESTF.)

Seilschwebbahnen. Von Dr. techn. **Eugen Czitary**, o. Professor an der Technischen Hochschule Wien.
Mit 243 Textabbildungen. VII, 390 Seiten Gr.-8°. 1951. Ganzleinen DM 49,80

Inhaltsübersicht:

Einleitung. Begriff der Seilbahnen. — Bauarten der Seilbahnen. — Die Drahtseile. — Seilschwebbahnen. — Statik der Seile. — Zur Festigkeitslehre der Seile. — Linienführung. — Streckenbauwerke der Seilschwebbahnen. — Das Zugseil und seine Bewegungseinrichtungen. — Fahrzeuge der Seilschwebbahnen. — Stationsanlagen. — Schutzbauten. — Bauausführung, Betrieb, Kosten und behördliche Bestimmungen. — Beispiel für den Entwurf einer Güterseilbahn mit Umlaufbetrieb zur Förderung von Schotter. — Literatur-, Namen- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG / WIEN

Vorgespannte Fahrbahnplatte des Sulzbach-Viadukts

ausgeführt
durch die Arbeitsgemeinschaft

Wayss & Freytag A-G
Niederlassung Stuttgart

C. Baresel A-G
Stuttgart



DOLBERG-KLEINBAGGER D 200

zum betriebsfertigen An- und Abtransport auf LKW.

- Überraschend schnelle und große Leistung auch bei schwereren Böden
- Auch für kleinste Fördermassen wirtschaftlich
- Geringster Betriebsmittelverbrauch
- Leichteste Bedienung

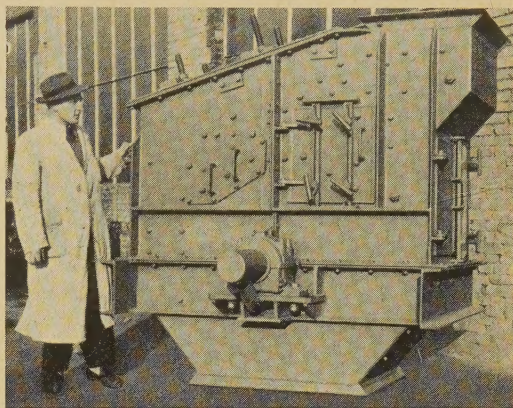
Antrieb: Dieselmotor, luftgekühlt, 25 PS
Tiefelöffel: 200 l
Hochelöffel: 200 l
Greifer: 150 u. 200 l

Neu:
Spezialelöffel für 40 cm breite Drainage u. Kabelgräben

DOLBERG-GLASER & PFLAUM
G. M. B. H. · ESSEN

BERLIN · BREMEN · DORTMUND · FRANKFURT · HAMBURG
HILDESHEIM · KÖLN · MANNHEIM · MÜNCHEN · STUTTGART

Kraft-Essen



HAZEMAG-Prallmühle (Bauart Andreas)

Das kubische Korn ohne Haarrisse — —

ideal für die Bauwirtschaft

Es ist ein entscheidender Vorteil, daß die HAZEMAG-Prallmühle (Bauart Andreas) die Baustoffe und Zuschlagstoffe auf kubische Formen zerkleinert. Allerfeinste Risse, Spannungen und sonstige Schwächezonen treten nicht auf. Zum Beispiel erreichte man mit Grauwackensplitt als Betonzuschlagstoff Beton-Druckfestigkeiten von 400 kg/qcm bei einem Mischungsverhältnis von 300 kg Zement/cbm.

Die HAZEMAG-Prallmühle überrascht durch hohe Leistungen und bringt technischen und wirtschaftlichen Nutzen.

Verlangen Sie bitte unverbindlich die Druckschriften und Ingenieurberatung.



HAZEMAG

Hartzerkleinerungs- u. Zementmaschinenbau - Ges.m.b.H.

MÜNSTER (Westf.) · Postfach 34



Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Engers und Urmitz.
Vierteiliges Fachwerk. 188 m Stützweite. Nach MAN-Entwurf erbaut in Arbeits-
gemeinschaft. Die graphische Darstellung zeigt den endgültigen Ausbau.

M • A • N

100 JAHRE BRÜCKENBAU

LEISTUNG • FORSCHUNG • FORTSCHRITT

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG. • WERK GUSTAVSBURG

Zur Schubsicherung des Stahlbeton- und des Verbundbalkens.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt.

Vorbemerkung.

Die DIN 1078, die Berechnung und Ausbildung der Verbundträger zum Gegenstand hat, steht vor der Einführung und ist zur Diskussion gestellt. Mir scheint, daß die Richtlinien über die Verbundsicherung (§ 13 der DIN 1078) von den bewährten Grundsätzen des Stahlbetonbaus abweichen und noch einige Fragen offen lassen. Ich habe im folgenden deshalb die Frage der Schubsicherung des Stahlbetonbalkens eingehend beleuchtet, um von hier aus zu zeigen, was mir bei der vorgesehenen Verbundsicherung des Verbundträgers noch nicht genügend geklärt erscheint. Meine Überlegungen laufen darauf hinaus, daß die Schubsicherung des Stahlbetonträgers gem. DIN 1045 nicht nur dem Bruchzustand, sondern auch einem davon verschiedenen Zustand unter Gebrauchslasten gerecht wird — wenn dies auch dort nicht expressis verbis gesagt und deshalb selbst in Fachkreisen nicht immer richtig erkannt wird —, während DIN 1078 diese beiden Zustände für den Verbund zwischen Stahlträger und Betonplatte nicht unterscheidet. Dies führt bei der Verbundsicherung zu Konstruktionen des Verbundbaues, die hinsichtlich der Korrosionsgefahr zu Bedenken Anlaß geben können.

1. Das mechanische Kontinuum des zweiachsigen Spannungszustandes im Stahlbetonbalken unter Gebrauchslast.

Sind für jeden Punkt des Kontinuums des zweiachsigen Spannungszustandes die auf ein beliebiges x, y -Koordinatensystem bezogenen Spannungen $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau$ bekannt, so sind sie im ganzen Feld für jede Schnittrichtung bekannt, indem man das x, y -System durch Drehung um einen beliebigen φ auf ein u, v -System transformiert. Man erhält mittels der Gleichgewichtsbeziehungen am dreiseitigen Prisma die skalaren Komponenten des Spannungstensors, der die in jeder Ebene $u = \text{const}$ auftretenden Normal- und Schubspannungen beinhaltet.

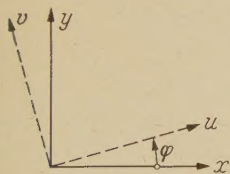


Abb. 1.

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \sigma_x \cdot \cos^2 \varphi + \sigma_y \cdot \sin^2 \varphi + \tau \cdot \sin 2\varphi, \\ \tau_{uv} &= 1/2 \cdot (\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\varphi + \tau \cdot \cos 2\varphi\end{aligned}\quad (1)$$

und

$$\max_{\min} \sigma_u = (\sigma_x + \sigma_y)/2 \pm 1/2 \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \quad (1a)$$

mit der Wirkungsebene, die bestimmt ist durch

$$\varphi_0 = \frac{1}{2} \arctan \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (2)$$

Für das zweiachsige Kontinuum des Balkens setzen wir

$$\begin{aligned}\sigma_y &= 0 \\ \max_{\min} \sigma_u &= \sigma_x/2 \pm 1/2 \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} \quad (3) \\ \text{In der Nulllinie wird} \\ \sigma_x &= 0, \quad \tau = \tau_0\end{aligned}$$

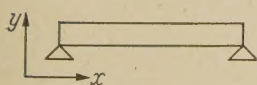


Abb. 2.

und wir erhalten für den sogenannten reinen Schubspannungszustand

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \tau_0 \cdot \sin 2\varphi \\ \tau_{uv} &= \tau_0 \cdot \cos 2\varphi \\ \max_{\min} \sigma_u &= \pm \tau_0 \text{ mit } \varphi_0 = 45^\circ \text{ bzw. } 135^\circ.\end{aligned}\quad (4)$$

In diesem Spannungsfeld des sog. Stadiums I erleiden die Stahleinlagen überall die n -fache Spannung der zugeordneten Betonfaser. Dieses Feld gilt nur für verhältnismäßig kleine Lasten. Für die Gebrauchslasten gilt das sog. Stadium II, das dadurch charakterisiert ist, daß die Zugfestigkeit des Betons im Bereich der Biegunormal-

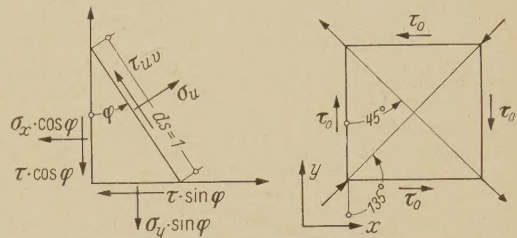


Abb. 3.

spannungen partiell überschritten wird und dort Haarrisse auftreten; sie erstrecken sich erfahrungsgemäß auf einen kleinen Bereich von der Biegezugbewehrung zur Nulllinie hin.

Wie beeinflussen diese Haarrisse den Spannungszustand im Kontinuum, bzw. bleibt überhaupt ein Kontinuum erhalten? Betrachten wir einen Punkt im Riß selber. Der Riß verläuft nicht glatt, sondern zickzackförmig. Die vor dem Reißen dort wirkende Biegezugspannung σ_x ist auf 0 abgebaut, und die entsprechenden Kräfte sind der Biegezugbewehrung zugewiesen. Die größte unter Gebrauchslast auftretende Tangentialspannung ist gemäß § 20, DIN 1045, so begrenzt, daß die schrägen Hauptzugspannungen nach Gl. (4) die Betonzugfestigkeit nicht überschreiten und deshalb schräge Risse nicht entstehen, was durch die Erfahrung bestätigt wird. Die Scherfestigkeit des Betons ist stets größer als seine Zugfestigkeit, so daß durch die Begrenzung der τ_0 -Werte erst recht der Schubzusammenhang des Materials gewahrt bleibt. Auch die Haftspannungen sind so begrenzt, daß der Gleitwiderstand nicht überschritten wird. Der zickzackförmige Verlauf des Risses sei in Abb. 5 als Gedankenmodell dargestellt.

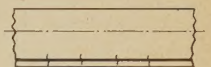


Abb. 4.

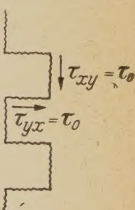


Abb. 5.

Danach können im Riß selbst sowohl die τ_{xy} - wie auch die τ_{yx} -Spannungen aufgenommen werden, und wir dürfen uns vorstellen, daß auch die schrägen Zugspannungen $\sigma_u = \tau_0 \cdot \sin 2\varphi$ bzw. $\max \sigma_u = \tau_0$ an der Rißstelle durch Lochleibung und Abscherung der Zacken übernommen werden. Die Rißränder wirken dadurch für unser Kontinuum nicht als freie Ränder. Im Riß ist also der reine Schubspannungszustand gem. Gl. (4) möglich und erst recht im nichtgerissenen Kontinuum. Die Risse treten nur in singulären Stellen auf, zudem erstrecken sie sich unter Gebrauchslasten nicht allzu tief in Richtung der Balkenachse; wir müssen deshalb annehmen, daß der Spannungszustand des ungerissenen Kontinuums (Stadium I) auch zwischen Biegezugbewehrung und Nulllinie im wesentlichen noch erhalten, aber von mehr oder weniger weitreichenden Störungen, von den Rissen ausgehend, durchzogen ist. Es wird dieser unter Gebrauchslasten entstehende, schwer bzw. kaum erfassbare Spannungszustand ersetzt durch das den ungün-

stigen Extremfall darstellende Gedankenmodell, daß die Risse bis zur Nulllinie durchgehen, und daß der in Abb. 4 dargestellte reine Schubspannungszustand im ganzen Bereich der Biegezugzone vorliegt. Wir haben dort also einen Beton mit folgenden Baustoffeigenschaften: Der Baustoff überträgt die Schubspannungen, Druckspannungen und Zugspannungen des reinen Schubspannungszustandes, dagegen keine Biegenormalspannungen; die Biegezugkraft übernimmt die Biegezugbewehrung. Erhalten bleibt unter Gebrauchslast ein zweiachsiger Spannungszustand im Kontinuum, wonach die Zugurkraft

$$Z(x) = (\sigma_e \cdot F_e)(x)$$

eine stetige Funktion ist, d. h. die Biegezugkraft ändert sich stetig über den Balken und nicht wie im Fachwerk unstetig an singulären (Knoten-) Punkten. Anders ausgedrückt, die Kraftzunahme des Zuggurtes

$$d(\sigma_e \cdot F_e) = \tau_0 \cdot b \cdot dx = \tau_1 \cdot u \cdot dx,$$

wird stetig mit Hilfe von Tangentialspannungen eingeleitet.

2. Die Bemessung der Schubbewehrung des Stahlbetonbalkens.

Unter Gebrauchslast ist von der Gesamtbewehrung, wie wir unter 1. sahen, nur die Biegezug-, nicht aber die sog. Schubbewehrung (aufgebogene Bewehrung und Bügel) für die Aufnahme der Querschnittskräfte notwendig. Die Schubbewehrung erhält wie im risselosen Stadium I nur die n -fache Spannung der zugeordneten Betonfaser. Erst bei weiterer Zunahme der Belastung versagt im reinen Schubspannungszustand der Zugbeton, und an seine Stelle muß die Schubbewehrung treten. Die Haarrisse in der Biegezugzone weiten sich zu klaffenden Rissen, wodurch in den Rissen eine Übertragung von Schubspannungen nicht mehr möglich ist. Damit entfällt die Möglichkeit, die Kraftzunahme stetig in den Zuggurt einzuleiten. Das elastische Kontinuum des zweiachsigen Spannungszustandes wird in dem nun eintretenden Deformationszustand, der dem des Bruchstadiums gleicht, zu einem Tragwerk, das insofern fachwerkähnlich ist, als sich die Gurtkräfte im wesentlichen unstetig ändern. In singulären Punkten werden endliche Differenzkräfte eingetragen, was im einzelnen freilich nicht verfolgt werden kann. Man kann jedoch auf das Fachwerk als Gedankenmodell zum Zweck der Bemessung verzichten, und man sollte es m. E. auch tun; man findet nämlich, offenbar weil das Fachwerk jedem Ingenieur bekannt ist, in der Fachliteratur immer wieder die Neigung, anstatt des Gedankenmodells ein veritables Fachwerk zu sehen und entsprechende Konstruktionsregeln daraus abzuleiten. Wir gehen von dem Zustand aus, in dem der Beton gegenüber den schrägen Hauptzugspannungen versagt, einem Zustand, der wesentlich größere äußere Lasten als die Gebrauchslasten voraussetzt (vgl. Abschnitt 1.) und i. d. R. in der Nähe des Bruches liegt. Zur Bestimmung der Bewehrung, die wir brauchen, um den Zusammenbruch des gerissenen Balkens zu vermeiden, betrachten wir das Gleichgewicht der Kräfte am Schrägriß, der entsprechend der Richtung der Hauptzugspannungen unter 45° gegen die Balkenachse geneigt ist, was mit der

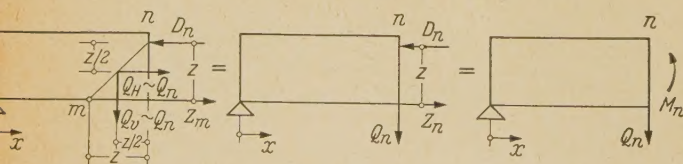


Abb. 6.

Erfahrung übereinstimmt. Die folgenden Gleichgewichtsbetrachtungen gehen also, was ausdrücklich bemerkt sein möge, von dem tatsächlich auftretenden Verzerrungszustand aus.

Wir nehmen die Länge der Horizontalprojektion des Schrägrisses genau genug mit z an [1], [2].

Es wird gesetzt

$$D_n = M_n/z; \quad Z_m = M_m/z; \quad D_n - Z_m = 1/z (M_n - M_m) = Q_m \sim Q_n.$$

$1/z \cdot (M_n - M_m) \sim Q_n = Q_v$ lassen wir in der Mitte des Schrägrisses angreifen. $\sum H = 0$ und $\sum M = 0$ erfordern die Anbringung von $Q_H = Q_n$ ebenfalls in der Rißmitte (Abb. 6). Es bezeichne f_A bzw. f_B den Querschnitt eines aufgebogenen Stabes bzw. Bügels,

$$F_A = \sum_{x=n}^{x=m} f_A \quad \text{bzw.} \quad F_B = \sum_{x=n}^{x=m} f_B$$

den Gesamtquerschnitt der Aufbiegungen bzw. der Bügel, die auf einen Balkenabschnitt von der Länge z entfallen,

$$\text{allgemein} \quad \sum_{x_1}^{x_2} f_A \quad \text{bzw.} \quad \sum_{x_1}^{x_2} f_B$$

den Gesamtquerschnitt der Aufbiegungen bzw. Bügel in einem Balkenabschnitt $x_1 - x_2$.

Wir kennen die Richtung, nicht aber den Ort des Schrägrisses. Eine Aufbiegung, deren Neigung gegen die Balkenachse ψ sei, bzw. ein lotrechter Bügel kann anteilig mit der Kraft $\sigma_A \cdot f_A$ bzw. $\sigma_B \cdot f_B$ beliebig viele Risse decken, die das Eisen kreuzen. Wenn man die Schrägstäbe höchstens so weit auseinanderlegt, daß ein von dem unteren Ende o des einen Stabes ausgehender Riß mindestens den nächsten Stab in seinem oberen Ende p noch trifft, so sieht man, daß jeder mögliche 45° -Riß von $(1 + \text{ctg } \psi) \cdot F_A$ und von $1 \cdot F_B$ gekreuzt wird. $(1 + \text{ctg } \psi) \cdot F_A$ und F_B denken wir uns je vereinigt in der Mitte des Risses angreifen.

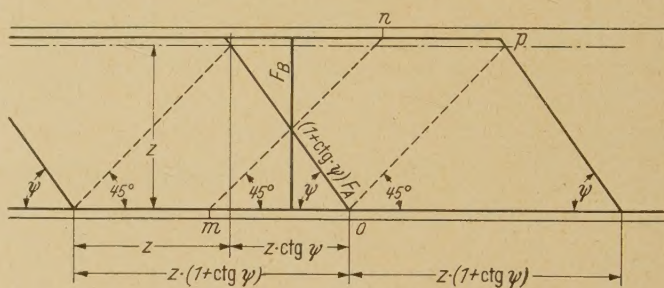


Abb. 7.

Das Gleichgewicht erfordert in lotrechter Richtung, wobei wir gleiche σ_e in Aufbiegung und Bügel annehmen dürfen,

$$Q_n = (1 + \text{ctg } \psi) \cdot F_A \cdot \sigma_e \cdot \sin \psi + F_B \cdot \sigma_e = Q_n = \int_n^m \frac{Q}{z} dx,$$

und mit genügender Genauigkeit ist die für eine Balkenstrecke $x_1 - x_2$ benötigte Schubbewehrung also gegeben durch

$$\sigma_e \cdot \sum_{x_1}^{x_2} f_A \cdot \sin \psi (1 + \text{ctg } \psi) + \sigma_e \cdot \sum_{x_1}^{x_2} f_B = \int_{x_1}^{x_2} \frac{Q}{z} dx.$$

Mit $\psi = 45^\circ \pm \alpha$ erhalten wir hieraus

$$\sin \psi (1 + \text{ctg } \psi) = \sqrt{2} \cdot \cos \alpha \quad \text{und} \quad \sigma_e \cdot \left[\sqrt{2} \cdot \cos \alpha \cdot \sum_{x_1}^{x_2} f_A + \sum_{x_1}^{x_2} f_B \right] = \int_{x_1}^{x_2} \frac{Q}{z} dx. \quad (5)$$

Das Gleichgewicht am Schrägriß in waagrechter Richtung erfordert:

$$D_n - Z_m = Q_n = (1 + \text{ctg } \psi) \cdot \sigma_e \cdot F_A \cdot \cos \psi + \Delta H, \quad (6)$$

worin ΔH den von der waagrechten Komponente der Aufbiegungskraft nicht gedeckten Teil von $D_n - Z_m = Q_n$ dar-

¹ Konstruktiv wird die Schubbewehrung um so besser wirken, je mehr sie aufgeteilt ist, ein Grundsatz, der allgemein für die Anordnung von Bewehrungen gilt.

² Auf diese ΔH -Kraft hat zuerst E. Rausch aufmerksam gemacht [3].

stellt. Die Kraft ΔH wird zweckmäßig je zur Hälfte dem Druckgurt, diesen entlastend, und dem Zuggurt, diesen in der gleichen Weise belastend, zugewiesen. Die Wirkung auf Druck- bzw. Zuggurt ist in der Regel unwesentlich. Auch wegen der Verträglichkeit der Formänderungen, worauf hier nicht näher eingegangen sei, erscheint diese Aufnahme von ΔH besser gegeben als durch eine über die Balkenhöhe verteilte Horizontalverbügelung.

Wir fassen zusammen: Für die Aufnahme der Gebrauchslast ist der Stahlbetonbalken so dimensioniert und konstruiert, daß überall das mechanische Kontinuum eines zweiachsigen Spannungszustandes vorliegt. Die Überlegungen, nach denen die Bemessung der Schubbewehrung erfolgt, gehen von dem zerstörten Kontinuum aus.

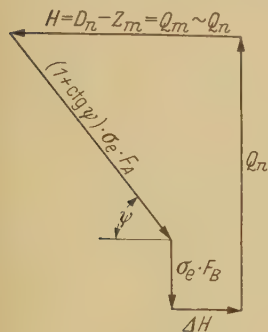


Abb. 8.

3. Die Schubsicherung des Stahlverbundträgers.

Der Stahlverbundträger ist insofern mit dem Stahlbetonträger vergleichbar, als er ebenfalls seine Tragfähigkeit auf das durch den Verbund gesicherte Zusammenwirken des Betonteils als Druckelement und des Stahlteils als Zug-element begründet.

Es besteht jedoch ein wesentlicher Unterschied insofern, als das Verhältnis $F_e/F_b = \mu$ des Verbundträgers erheblich größer ist als das eines Stahlbetonbalkens. Ferner ist die Bewehrung nicht einbetoniert, sondern Beton- und Stahlteil stellen zwei parallel zur Achsrichtung zu gemeinschaftlichem biegesteifem Verhalten verbundene Teilträger dar. Die uns hier interessierende Fuge $a-a$ (im folgenden Verbundfuge genannt) zwischen Beton und Stahl wird i. d. R. im Biegezugteil des Verbundquerschnitts und in der Nähe der Nulllinie liegen.

Der Entwurf zu DIN 1078 betrachtet abweichend von den für die Stahlbetonbalken geltenden Bemessungsverfahren nur den Gleichgewichtszustand nach Aufhebung des mechanischen Kontinuums, ohne den Spannungszustand unter Gebrauchslasten besonders zu behandeln, d. h. er fordert insbesondere in der Verbundfuge keine Begrenzung der Tangentialspannungen.

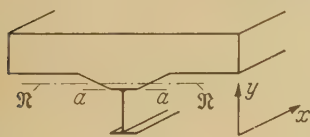


Abb. 9.

Die Tragfähigkeit erscheint mir nach Versuch und Erfahrung gesichert.

Ich bin aber der Ansicht, daß man auch den Zustand unter Gebrauchslasten analog zur Stahlbetonbauweise betrachten muß [4], und zwar erscheint es mir für dieses Stadium wichtig, daß die Verbundfuge nicht klappt, weil die Oberseite des Stahlträgers sonst gegen etwaige Korrosionsgefahr anfällig ist. Wenn die Verbundfuge nicht klaffen soll, so bedeutet dies streng genommen, daß an jedem Punkt der Fuge alle durch den Spannungstensor Gl. (4) beschriebenen Spannungen, speziell die in Fugenrichtung wirkenden Schubspannungen und die unter 45° bzw. 135° hierzu wirkenden Hauptzugspannungen, mittels der Haftfestigkeit zwischen Stahlträger und Beton übertragen werden müssen. Wollte man ein Klaffen der Fuge mit Sicherheit vermeiden, so müßte die Größe der Kräfte $N_{yx} = b_e \cdot \tau_1$ an dieser Stelle entsprechend beschränkt werden. Angesichts der in der Konstruktionspraxis üblichen Werte für die Breite b_e des Trägerflansches und der für die zulässigen Haftspannungen τ_1 anzunehmenden Werte würde damit die Anwendung des Verbundbaus sehr eingeschränkt werden. Bei den heutigen Konstruktionen wird man stets mit

einer Störung des Kontinuums längs der Verbundfuge rechnen müssen. Diese Störung sollte man jedoch so gering wie möglich halten.

In dem Entwurf der DIN 1078 sind als Verbundmittel vorgesehen

entweder verschweißte Schräganker mit Dübeln oder Schräganker allein.

Die Dübel werden so dimensioniert, daß $\int N_{yx} dx$ über den Bereich des Balkens in der Verbundfuge aufgenommen werden kann. Selbst wenn die Dübel nahezu starr ausgeführt werden, entsteht durch die elastische Verzerrung des auf Lochleibung beanspruchten Betons ein gewisser Schlupf, der erst möglich ist, wenn die Haftung zwischen Beton und Stahl aufgehoben ist, ähnlich wie in einer konstruktiven Kombination Leimfuge + Dübel erst die Leimfuge nachgeben muß, ehe der Dübel wirksam wird. Auch wenn nach Überwinden der Haftfestigkeit eine geringe Bewegung von Beton- und Stahlfläche in der Fuge eingetreten ist, kann noch ein Reibungswiderstand tätig sein und — ich lasse es dahingestellt — in dem günstigen Sinne wirken, daß das Klaffen vermindert wird, und daß die Fuge nicht zum Einfallstor für die Korrosion wird. Versuche mit dem Ziel, nachzuweisen, wie weit der in § 13 der DIN 1078 empfohlene möglichst enge Abstand der Dübel ein Aufreißen der Verbundfuge verhindern bzw. in ungefährlichen Grenzen halten kann, sind m. W. methodisch noch nicht durchgeführt worden. Bei den in der EMPA, Zürich in den Jahren 1942/43 durchgeführten Versuchen [5] wurde die „dynamische Haftfestigkeit“ auf Schub zwischen Betonplatte und Stahlträger bei etwa 0,75facher Nutzlast festgestellt; bei statischer Belastung fand die Trennung zwischen Betonplatte und Stahlträger bei 1,25facher Nutzlast statt. An anderer Stelle des Berichtes ist betont, daß die Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger besonders deutlich dem Zeiteinfluß unterliegen (wobei Schwind- und Temperatureinflüsse nicht zu vergessen sind). Vgl. hierzu auch [6].

Wenn gemäß 13.3 der DIN 1078 jedoch nur Schräganker angeordnet werden, so ist die Aufnahme von $\int N_{yx} dx$ über den Balken durch Verbundmittel in der Regel, wie man sich durch Rechnung an praktischen Beispielen leicht überzeugen kann, nicht gewährleistet. Dem Träger, dem schon im Gebrauchslasten Zustand nichts anderes übrig bleibt, als in fachwerkartiger Wirkung die Differenzkräfte in den Stahlträger einzuleiten, soll dies gemäß § 13 der DIN 1078 dadurch erleichtert werden, daß die Richtung der Druckkräfte nicht zu 45° , sondern zu $67\frac{1}{2}^\circ$ für die Bemessung anzunehmen ist. Bei der Vorstellung dieses Fachwerks darf freilich nicht übersehen werden, daß es nur ein Denkmodell für das Gleichgewicht der Kräfte abgibt, während es über den Verzerrungszustand nichts aussagt. Der Verzerrungszustand, auf den es hier ankommt, ist aber durch den unter 45° verlaufenden Riß gekennzeichnet; hierfür können die Kräfte der Schräganker und der Bügel eindeutig bestimmt werden, was in Abschnitt 2. geschehen ist. Damit ist die Annahme, daß die Druckkräfte unter $67\frac{1}{2}^\circ$ geneigt sind, nicht vereinbar. Diese Vorschrift hat allenfalls die günstige Wirkung, daß die Querschnitte der Schräganker größer und die Deformationen entsprechend kleiner werden. Auf diese Frage will ich aber nicht näher eingehen, da nach den vorliegenden Erfahrungen die Standsicherheit als gesichert betrachtet werden darf. Was in diesem Zusammenhang interessiert, ist die Tatsache, daß im Gebrauchslasten Zustand das Kontinuum infolge der Verzerrungen (Klaffen der Verbundfuge) aufgehoben ist und sich eine fachwerkartige Wirkung statt seiner zur Erhaltung des Gleichgewichts einstellt. Aber noch schlechter als bei der Ausstattung mit Dübeln ist hier die Verbundfuge gegen Klaffen gesichert. Bei einer Verbundkonstruktion, die nur mit Schrägankern konstruiert war, und die ich kürzlich zu begutachten hatte, ergab sich in der Verbundfuge eine Tangentialspannung von

50 kg/cm², die sicherlich die Haftfestigkeit, noch dazu, wenn man die Schwindeinwirkung bedenkt, überschreitet. Die vielfach zitierten Versuche von Maier-Leibnitz [7] erreichten stattdessen nur eine Haftspannung von 18 kg/cm²! Sie geben also, was nicht zu verwundern ist, auf die hier behandelten Fragen keine allgemeine, sondern nur eine spezielle Auskunft, was auch für die Schweizer Versuche [5] gilt.

Ich fasse zusammen:

Die Berechnung des Verbundes gemäß § 13 des Entwurfes der Richtlinien zu DIN 1078 wird in der Lage sein, die Standfestigkeit zu gewährleisten. Dies ist durch Versuch und Erfahrung wohl hinreichend gesichert. Es ist jedoch zu befürchten, daß sich die Fuge zwischen Beton und Stahl in den meisten praktischen Fällen öffnen wird. Diese Gefahr ist besonders groß, wenn man den Verbund nur mit Schrägankern sichert. Das Klaffen der Fuge ist vom Gesichtspunkt der Korrosion je nach Verwendung der Träger (chem. Industrie, Brücken) bedenklich. Man sollte deshalb, wenn korrodierende Einwirkungen von außen nicht ausgeschlossen sind, den Verbund stets mit starren

Dübeln und Schrägeisen fordern, und zwar wird man die Dübel um so enger anordnen, je höher τ_{yx} in der Verbundfuge ist. Wahrscheinlich wird es angebracht sein, die Größe von τ in dieser Fuge zu beschränken. Es scheint notwendig, diese Fragen durch systematische Versuche zu klären.

Literatur.

1. E. Mörsch: Der Eisenbetonbau, 5. Aufl. 1. Band, 2. Hälfte, Stuttgart 1922, S. 32.
2. Domke: Die Theorie des Eisenbetons, Handbuch für Eisenbeton, 1. Band, 4. Aufl., Berlin 1930, S. 348.
3. E. Rausch: Der Bau, Fachblatt Düsseldorf (1948), Nr. 9.
4. Bauingenieur 25 (1950) S. 73: Arbeitstagung „Stahlverbundbauweise“ am 8. Dezember 1949 in Hannover. Schleicher empfiehlt daselbst (S. 95), allerdings in einem anderen Zusammenhang, die Berechnung für 2 Belastungszustände, nämlich für die Gebrauchslast und für die Bruchlast, durchzuführen.
5. M. Rös: Träger in Verbundbauweise, Eidg. Material- und Versuchsanstalt Zürich, Zürich 1944, Bericht Nr. 149.
6. Diskussionsbeitrag Pirllet in der „Arbeitstagung“ vom 8. Dezember 1949, vgl. [4], S. 99; P. weist auf Messungen von Hummel hin, die den Abbau von Haftspannungen von 20–25 kg/cm² auf 0 nach Jahresfrist nachweisen. Ferner daselbst Hinweise auf Korrosionserscheinungen.
7. Maier-Leibnitz: Die Bautechnik 19 (1941) S. 265.

Die Kugelfallprobe als Mittel zur Steifeprüfung des Betons.

Von Dr.-Ing. Rudolf W. Hofmann, Deggendorf.

Mit der Verbesserung der Rütteltechnik ist der steife Beton in viele Verwendungsbereiche eingedrungen, die früher dem weichen Beton vorbehalten waren. Die Steife dieses Rüttelbetons wäre im allgemeinen mit dem Eindringgerät nach DIN 1048 zu ermitteln.

Nun besitzen aber selbst viele Großfirmen dieses Gerät nicht, von mittleren und kleinen Firmen ganz zu schweigen. Außerdem ist es für den Transport etwas zu unhandlich und besser für das Laboratorium und den zentralen Werkplatz als für die Baustelle geeignet.

Wenn auch die Steife allein kein eindeutiges Maß für die Verarbeitbarkeit des Betons ist¹, so ist sie doch ein ganz wesentlicher Faktor für die Beurteilung des Frischbetons und ihre schnelle, möglichst einfache Ermittlung auf der Baustelle ist erwünscht.

Als gut brauchbarer, handlicher und sehr einfacher Ersatz für das Eindringgerät erweist sich eine Eisenkugel von etwa 5 bis 10 kg Gewicht, welche frei aus einer gewissen Höhe herabfällt. Für die Wahl des Kugelgewichts und der Fallhöhe sollen neben theoretischen Erwägungen vor allem praktische Gesichtspunkte ausschlaggebend sein: Die Kugel soll leicht zu beschaffen und leicht zu transportieren sein. Aus diesem Grunde wurde die 7250 g schwere Eisenkugel gewählt, wie sie von den Leichtathleten beim Kugelstoßen allgemein verwendet wird. Bei Brückenbauten ist die Steifeprüfung durch DIN 1075 § 8.11 als Pflichtprüfung vorgeschrieben. Diese hat den Vorteil, daß sie international genormt ist und in jedem Sportgeschäft gekauft oder bei jedem Sportverein ausgeliehen werden kann. Zum Unterschied von den sperrigen Teilen des Eindringgeräts kann sie leicht in einer Aktentasche transportiert werden.

Die übrigen für den Versuch erforderlichen Gegenstände können, soweit sie nicht ohnehin auf der Baustelle vorhanden sind, leicht an Ort und Stelle hergestellt werden.

Als Fallhöhe der Kugel wird das runde Maß von einem halben Meter gewählt. Damit ergibt sich bei den für Rüttelbeton üblichen Eindringtiefen eine etwas größere Fallenergie als beim Normen-Eindringgerät, was durch größere Betonverdrängung bzw. Betonzusammendrückung infolge des größeren Volumens der Kugel gegenüber der

Abschluß-Halbkugel des Eindringgeräts wieder ausgeglichen wird.

Für die Durchführung der Kugelfallprobe sind erforderlich:

1. Würfelform 30 · 30 · 30 cm aus Holz oder Stahl wie für den Eindringversuch.
2. Aufsetzrahmen von 30 cm Breite (so daß er sich auf die Würfelform aufsetzen läßt) und 50 cm Höhe. Der Rahmen kann aus Holz oder irgend einem anderen Material sein.
3. Normenstampfer von 12 kg Gewicht.
4. Eisenkugel von 7,25 kg Gewicht.

Die Fallprobe wird folgendermaßen ausgeführt: Der Beton wird wie für den Eindringversuch nach DIN 1048 eingebracht, also in 2 Lagen, welche mit je 27 Schlägen eines 12 kg schweren Stampfers verdichtet werden. Wenn der Beton abgezogen ist, wird der Aufsetzrahmen so auf

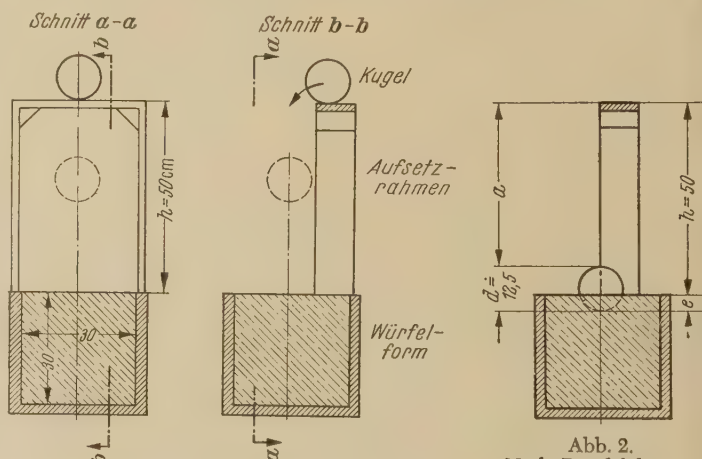


Abb. 1. Versuchsanordnung.

Abb. 2. Nach Durchführung der Fallprobe.

die Würfelform aufgesetzt, daß die Vorderkante des Rahmens etwas mehr als den halben Kugeldurchmesser, d. h. etwa 7 bis 10 cm hinter der Mittellinie der oberen Würfelfläche steht (Abb. 1). Dann wird die Kugel in der Mitte des oberen Querbretts (Riegels) des Aufsetzrahmens gelegt und über die Vorderkante des Rahmenriegels langsam abgerollt, so daß sie etwa in der Mitte der Betonfläche auffällt. Dann wird der Aufsetzrahmen so weit vorgeschoben, daß seine Kante über dem Kugelscheitel liegt. Mit

¹ Walz: Verarbeitbarkeit und mechanische Eigenschaften des Frischbetons. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 91. Berlin 1939.

einem MaBstab miBt man jetzt den Abstand a vom Kugelscheitel bis Oberkante Aufsetzrahmen (Abb. 2).

Daraus ergibt sich die Eindringtiefe e in cm bei Verwendung einer GuBeisenkugel von rund 12,5 cm Durchmesser und bei 50 cm Fallh6he zu

$$e = a + d - h = a - 37,5.$$

Um einerseits die Brauchbarkeit der Kugelfallprobe nachzuweisen, andererseits zu untersuchen, in welcher Beziehung ihre Ergebnisse zu den mit dem Eindringgerat ermittelten stehen, wurden zahlreiche Parallelversuche ausgef6hrt, von denen 3 in sich abgeschlossene Versuchsreihen nachstehend angef6hrt werden. (Ergebnisse siehe Tabellen.) Die Abb. 3 bis 5 zeigen die Versuchsanordnung.



Abb. 3. Anordnung f6r den Parallelversuch.

ziehung ihre Ergebnisse zu den mit dem Eindringgerat ermittelten stehen, wurden zahlreiche Parallelversuche ausgef6hrt, von denen 3 in sich abgeschlossene Versuchsreihen nachstehend angef6hrt werden. (Ergebnisse siehe Tabellen.) Die Abb. 3 bis 5 zeigen die Versuchsanordnung.

Versuchsreihe A.

Ausf6hrung auf der Baustelle im Rahmen des normalen Betonvorganges. 250 kg Zement je m³ fertigen Betons. Die Sieblinie der Zuschlagstoffe lag ungef6hr in der Mitte des besonders guten Bereichs. FluBkies, Korngr6Be bis 70 mm; Mischung mit einem 500-l-Freifallmischer.

Bei jedem Versuch wurden 4 Holzformen 30 · 30 · 30 cm genau nach Vorschrift der DIN 1048 gef6llt, zwei davon



Abb. 4. Vor dem Parallelversuch.

wurden mit dem Eindringgerat untersucht, die beiden anderen mit der Fallkugel. Der Beton des Versuchs Nr. 1 wurde eigens steif hergestellt, da auf der Baustelle sonst weicherer Beton verwendet wurde. Der Beton der Versuche Nr. 2—4 wurde jeweils aus der vorhergehenden Mischung durch Wasserzugabe und Handmischung hergestellt. Nr. 5 war die normale Baustellenmischung, wie sie aus der Maschine kam, also vor dem R6tteln. Die verhaltnism6Bige groBe Streuung dieses Versuchs l6Bt sich damit erkl6ren, daB der Beton von der Mischmaschine bis

zum Einbringungsort etwa 200 m weit in Kipploren transportiert und dann ausgekippt wurde, wobei die Proben zum Teil vom Scheitel, zum Teil vom FuBe des Haufens genommen wurden. Versuch Nr. 6 war eine nochmalige Überprüfung des normalen Baustellenbetons aus der letzten Mischung vor ArbeitsschluB. Wegen Zeitmangel wurden nur 2 Proben entnommen. Versuch Nr. 7 und 8 war eine eigens mit der Mischmaschine hergestellte weichere Mischung, und zwar ist Nr. 7 der Versuch gleich nach dem Mischen, Nr. 8 ist derselbe Beton nach etwa halbst6ndiger Lagerung.

Versuchsreihe B.

Ausf6hrung auf der Baustelle. 300 kg Zement je cbm f. B. FluBkies mit 70 mm Gr6Btkorn, Zuschlagstoffe im unteren Drittel des besonders guten Bereichs. 500-l-Freifallmischer.

Es wurden nur 2 Holzformen 30 · 30 · 30 cm verwendet, von denen a mit dem Eindringgerat, c mit der Kugel untersucht wurden. Der Beton wurde bei einigen Versuchen dann wieder ausgesch6ttet und neu eingef6llt; dadurch ergeben sich dann die Eindringtiefen b und d . Zum Stampfen wurde nicht der Normenstampfer, sondern ein leichter Holzstampfer verwendet, im 6brigen wurde nach DIN



Abb. 5. Nach Durchf6hrung des Parallelversuchs.

1048 vorgegangen. Versuch Nr. 9 wurde mit der Maschine gemischt, die 6brigen Versuche wurden durch Wasserzugabe mit der GieBkanne und Handmischung hergestellt.

Tabelle 1.

Versuchsreihe	Nr.	Eindringtiefe e in cm				Mittel		Unterschied der Mittel	Abweichung vom Mittel	
		Normen-Eindring- gerät nach DIN 1048		Eisenkugel Gew. 7,25 kg Fallh. 50 cm		Gerät	Kugel		Gerät	Kugel
		a	b	c	d	$f =$	$g =$			
						$a + b$	$c + d$			
A	1	2,5	3	2,5	2,5	2,75	2,5	-0,25	0,25	0
	2	3	3,5	3	4	3,25	3,5	+0,25	0,25	0,5
	3	4	5	4,5	5,5	4,5	5	+0,5	0,5	0,5
	4	5,5	6	4,5	6,5	5,75	5,5	-0,25	0,25	1,0
	5	6	7,5	6,5	5,5	6,75	6	-0,75	0,75	0,5
	6	6,3	—	6,5	—	6,3	6,5	+0,2	—	—
	7	8	7,5	8	7	7,75	7,5	-0,25	0,25	0,5
	8	7,8	6,8	7,5	6,5	7,3	7	-0,3	0,5	0,5
B	9	3	—	3	—	—	—	—	—	—
	10	4	—	4	—	—	—	—	—	—
	11	4,8	4,5	4,3	4	4,65	4,15	-0,5	0,15	0,15
	12	8	6	6,5	6,5	7	6,5	-0,5	1,0	0
	13	8	7	8,5	7	7,5	7,75	+0,25	0,5	0,75
Summe								+1,60	4,40	4,40

Aus diesen beiden Versuchsreihen kann der SchluB gezogen werden, daB im Bereich der f6r R6ttelbeton vorzugsweise verwendeten Steife das Eindringgerat und die Kugelfallprobe praktisch dieselben Eindringtiefen liefern. Denn die Summe der Unterschiede der Mittelwerte aus 13 Versuchen ist nur 1,6 cm, der Unterschied im Mittel

also nur 1,6 : 13 = 0,12 cm. Die Summe der maximalen Abweichungen von den Mitteln ist beim Eindringgerät und der Kugelfallprobe 4,4 cm, d. h. sie haben beide ungefähr die gleiche Streuung.

Versuchsreihe C.

Diese Versuchsreihe soll dazu dienen, die Genauigkeit der beiden Methoden im Sinne der Ausgleichsrechnung miteinander zu vergleichen.

Beton wie bei Versuchsreihe A. Ausführung nach DIN 1048. Es wurden jeweils 4 Holzkästen 30 · 30 · 30 cm mit gleichem Beton gefüllt und alle nach der gleichen Methode untersucht (also nur mit dem Eindringgerät oder nur mit der Kugel). Daraus ergeben sich die Versuche mit Index a hinter der Nummer mit den Eindringtiefen e_1 bis e_4 (s. Tabelle 2). Dann wurden alle 4 Kästen ausgeschüttet, mit demselben Beton wieder angefüllt und mit der vor-

Mittlerer Fehler der Einzelmessung

$$m = \sqrt{[v^2] / (n - 1)}.$$

Mittlerer Fehler des Mittelwertes

$$m_x = m / \sqrt{n}.$$

Ein Vergleich der mittleren Fehler bei den Versuchen mit gleicher Nummer ergibt gute Übereinstimmung; nur Nr. 17 fällt etwas aus der Reihe.

Da m_x der absolute Wert des mittleren Fehlers ist (also in cm ausgedrückt), erscheint es weiter nicht verwunderlich, daß m_x mit steigendem x wächst. Einen besseren Vergleich gibt vielleicht die in der letzten Spalte der Tabelle angegebene relative Abweichung $m_x : x$. Diese zeigt nicht mehr das mit wachsendem x eindeutige Steigen und

I. Eindringgerät.

Tabelle 2. Versuchsreihe C.

Nr.	Eindringtiefe e_i in cm				Mittelwert (cm) $\bar{x}$	Scheinbarer Fehler (cm) $v_i = x - e_i$					Fehlerquadrate					Mittlerer Fehler der Einzelmessung (cm) m	Mittlerer Fehler des Mittels (cm) m_x	$\frac{m_x}{x}$
	e_1	e_2	e_3	e_4		v_1	v_2	v_3	v_4	$[v]$	v_1^2	v_2^2	v_3^2	v_4^2	$[v^2]$			
14a	1,8	1,8	2,0	1,7	1,83	+0,03	+0,03	-0,17	+0,13	+0,02	0,0009	0,0009	0,0289	0,0169	0,0476	±0,12	±0,06	0,033
15b	1,6	1,8	2,0	1,6	1,75	+0,15	-0,05	-0,25	+0,15	0	0,0225	0,0025	0,0625	0,0225	0,1100	±0,19	±0,10	0,057
16a	3,6	4,0	4,2	3,8	3,90	+0,30	-0,10	-0,30	+0,10	0	0,0900	0,0100	0,0900	0,0100	0,2000	±0,26	±0,13	0,033
17b	4,7	5,1	4,2	4,0	4,50	-0,20	-0,60	+0,30	+0,50	0	0,0400	0,3600	0,0900	0,2500	0,7400	±0,50	±0,25	0,056
Summe															1,0976			0,179
II. Kugel.																		
14b	1,7	1,5	1,6	1,7	1,63	-0,07	+0,13	+0,03	-0,07	+0,02	0,0049	0,0169	0,0009	0,0049	0,0275	±0,10	±0,05	0,031
15a	2,5	2,4	2,0	2,5	2,35	-0,15	-0,05	+0,35	-0,15	0	0,0225	0,0025	0,1225	0,0225	0,1700	±0,24	±0,12	0,051
16b	3,5	2,9	3,0	3,1	3,13	-0,37	+0,23	+0,13	+0,03	+0,02	0,1369	0,0529	0,0169	0,0009	0,2076	±0,26	±0,13	0,041
17a	4,1	4,7	4,5	4,9	4,55	+0,45	-0,15	+0,05	-0,35	0	0,2025	0,0225	0,0025	0,1225	0,3500	±0,34	±0,17	0,037
Summe															0,7552			0,160

her nicht angewandten Methode untersucht (Ergebnis mit Index b). Nr. 14a ist also z. B. der erste Versuch mit Beton Nr. 14, Nr. 14b ist die Wiederholung des Versuchs mit dem gleichen Beton nach dem Ausschütten und Wiedereinfüllen. Bei Nr. 14 und 16 wurde mit dem Eindringgerät begonnen, bei Nr. 15 und 17 mit der Kugel. Nr. 14 und 16 waren Maschinenmischungen, Nr. 15 und 17 wurden daraus durch Wasserzugabe und Handmischung hergestellt.

Die Eindringtiefen der zusammengehörenden, d. h. mit derselben Nummer bezeichneten Versuche sind nicht mehr direkt miteinander vergleichbar. Denn durch das Einstampfen beim a-Versuch wurde der Beton schon entsprechend verdichtet, so daß nach dem Ausschütten und Wiedereinfüllen, wobei erneut eingestampft wurde, ein dichter Beton entstand, der außerdem schon etwas älter war. Es ergeben sich deshalb beim b-Versuch sowohl mit dem Gerät als auch mit der Kugel kleinere Eindringtiefen als beim a-Versuch. Der Unterschied verschwindet erst bei weicherem Beton.

Als Maß der Genauigkeit im Sinne der Ausgleichsrechnung wurde die Summe der Fehlerquadrate und die daraus abgeleiteten mittleren Fehler der Einzelmessung bzw. des Mittels angegeben¹.

Es gelten folgende Bezeichnungen und Definitionen, worin die eckigen Klammern, wie in der Ausgleichsrechnung üblich, als Summenzeichen verwendet werden:

Mittelwert $\bar{x} = \frac{1}{n} [e_i]$, wenn n = Zahl der Beobachtungen.
Scheinbarer Fehler $v_i = x - e_i$.

veranschaulicht andererseits sehr gut, daß die Maschinenmischungen Nr. 14 und 16 weniger streuen, also im allgemeinen gleichmäßiger sind als die Handmischungen. Die Summe der ($m_x : x$) weicht für beide Methoden nur um 12 % voneinander ab.

Der schon aus den Versuchsreihen A und B gezogene Schluß, daß die Kugelfallprobe und das Normen-Eindringgerät ungefähr gleich genau sind, wird also durch Versuchsreihe C bestätigt.

Innerhalb des untersuchten Bereichs der Eindringtiefe (2-8 cm) scheinen demnach der DIN-Eindringversuch und die Kugelfallprobe gleichwertig zu sein; denn sie ergeben bei annähernd gleicher Streuung mit für die Praxis hinreichender Genauigkeit die gleiche Eindringtiefe.

Damit ist zwar noch keineswegs erwiesen, daß die beiden Werte bei allen Betonarten immer miteinander übereinstimmen. Aber die Vergleichbarkeit der Kugelfallwerte untereinander erscheint immerhin gewährleistet, selbst wenn bei sehr weichem Beton, bei Zuschlagstoffen nach anderen Sieblinien oder bei anderem Zementzusatz der Eindringversuch und die Kugelfallprobe vielleicht in Grenzfällen voneinander abweichende Werte der Eindringtiefe e ergeben.

Bei dieser Gelegenheit, wenn auch nicht in ursächlichem Zusammenhang mit den vorstehenden Ausführun-

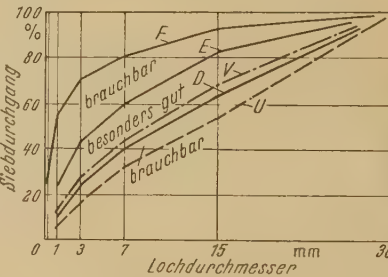


Abb. 6. Siebkurve.

¹ Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1949, S. 5.

gen, sei zur Sieblinie nach DIN 1045 noch eine Bemerkung erlaubt:

Dem „besonders guten“ Bereich ist nach oben ein „brauchbarer“ vorgelagert, nach unten aber nicht, so daß man unten aus dem besonders guten Bereich unmittelbar in den unbrauchbaren oder zumindest nicht empfohlenen Bereich gerät.

Vielleicht wäre es schon aus rein psychologischen Gründen zweckmäßig, auch nach unten dem „besonders guten“

Bereich einen „brauchbaren“ vorzuschalten, so daß die Begrenzungslinie ungefähr wie die in Abb. 6 strichlierte aussehen würde. Dabei ist allerdings die mit U bezeichnete Grenzlinie zunächst vollkommen willkürlich gewählt und müßte erst als Ergebnis umfangreicher Versuche festgelegt werden. Vielleicht wäre es dann sogar zweckmäßig, die jetzt geltende Grenzlinie D des besonders guten Bereichs etwas nach oben zu verschieben, etwa in die Lage der strichpunktierten Linie V.

Der Wiederaufbau der Sulzbachtalbrücke bei Denkendorf.

Von Oberreg.- u. -baurat Th. Hummel, Stuttgart, und Regierungsbaumeister Rombold, Stuttgart.

Ungefähr 15 km südöstlich Stuttgart überquert die Autobahn Stuttgart-Ulm bei Denkendorf das mit flachen Hängen rund 40 m tief eingeschnittene Tal des Sulzbachs. Bei der erstmaligen Erstellung des Talübergangs in den Jahren 1934—1936 stellten die geologischen Verhältnisse des Untergrundes und vor allem der Talseiten die Bauingenieure vor schwierige Aufgaben. Im unteren Teil der Hänge steht der dem oberen Gipskeuper angehörende Knollenmergel an, der in trockenem Zustand sehr fest ist, durchfeuchtet aber eine weiche, schmierige Masse darstellt. Da er sehr dicht ist, dringt die Feuchtigkeit nicht tief ein. Lagern darüber aber wasserdurchlässige Erd- und Gesteinsmassen, so wird die Oberfläche des Knollenmergels zur Schmier- und Gleitschicht, auf der die darüberlagernden Massen mit sehr geringem Gleitwinkel abrutschen. Darum sind die Hänge des Sulzbachtales als

zusammengefaßt waren. Die Endwiderlager sind Hohlkörper, die auf zwei senkrecht zum Hang stehenden, tief in ungestörte Schichten reichenden Fundamentkörpern ruhen. Die Stützenfundamente sind in einem Fall auf Mergelschichten des schwarzen Jura, sonst aber immer auf den Knollenmergel gesetzt. Um Einflüsse von Rutschungen auf das Bauwerk zu vermeiden, wurden als Grundkörper kreisrunde, i. M. 3 m dicke Stahlbetonplatten von 10,2 m Durchmesser gewählt, die möglichst tief im absolut trockenen Knollenmergel zwischen Spundwänden gegründet wurden. Zur Abhaltung von Tagwasser waren die Baugruben noch mit Zelten überdeckt worden. Auf die Grundplatte wurde jeweils ein zylindrischer Schaft aus Stahlbeton mit 3,70 m Durchmesser gesetzt, der beim Austritt über Gelände einen aus schönheitlichen Gründen würfelförmigen Auflagerquader für die Fußgelenke der Stützen trug



Abb. 2. Schrägansicht der einstigen Brücke.

ausgesprochenes Rutschgelände anzusprechen. Die Mächtigkeit des Knollenmergels beträgt rund 40 m, im Bereich der Brücke ist der darunterliegende Stubensandstein in der Talsohle erst in 30 m Tiefe festgestellt worden. An den Talseiten liegt auf dem Knollenmergel Gehängeschutt (Abb. 1). Im oberen Teil der Hänge bauen sich über dem Knollenmergel noch die Schichten des Rät (oberster Keuper) und des schwarzen Jura auf. Sie erscheinen an den Talflanken wild überstürzt, weil der darunterliegende Knollenmergel laufend ausweicht und nachgibt.

Beschreibung der einstigen Brücke.

Von diesen geologischen Gegebenheiten ausgehend, wählte man zur Ausführung eine Stahlkonstruktion, die leichter und gegenüber kleinen Fundamentverschiebungen weniger empfindlich ist als eine Massivkonstruktion. Man wagte auch nicht, den Knollenmergel durch schwere massive Pfeiler zu belasten, und entschloß sich zur Ausführung stählerner Pendelstützen, die paarweise zu Rahmen

(Abb. 1 und 3). Man ging dabei von der Überlegung aus, daß die Grundplatten im trockenen, festen und von Rutschungen nicht erreichbaren Knollenmergel einzuspannen seien. Wenn dann darüberliegende Erdmassen ins Gleiten kommen sollten, würden diese an den in den Abmessungen beschränkten zylindrischen Schäften keinen allzu großen Widerstand finden, so daß die breiige Rutschmasse um sie herumfließt, ohne das Fundament zu gefährden.

Zur Erstaussführung des Bauwerks (Abb. 2) sei noch erwähnt, daß die Breite zwischen den Geländern 19,60 m betrug. Davon entfielen auf die beiden Fahrbahnen je 7,50 m, den eingeschränkten Mittelstreifen 1,50 m und die beiden Randstreifen je 1,0 m, so daß für jeden Schrammbord 0,55 m verblieben. Diese breite Brückentafel wurde von nur zwei Hauptträgern in 13 m Abstand getragen (Abb. 3). Die Stützweiten wurden zu 40,60 — 52,20 — 58,00 — 63,80 — 58,00 — 52,20 — 40,60 m gewählt. Dies ergab ein sehr ansprechendes, harmonisches Brückenbild, weil mit wachsender Höhe der schlanken Stahlstützen

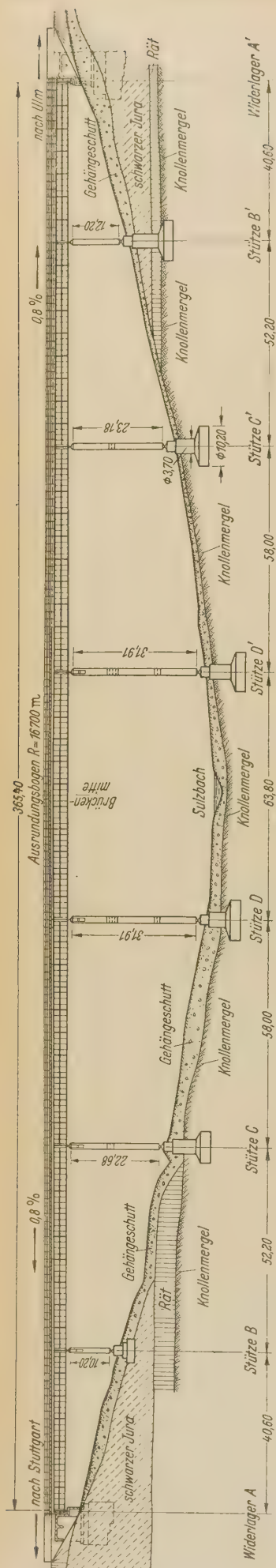


Abb. 1. Geologisches Profil des Sulzbachtals und Längsschnitt durch die einstige Brücke.

auch die Spannweite zunahm. Mit Rücksicht auf das Brückenbild und zur Schaffung günstiger Trägerhöhen wurde das Bauwerk in eine Kuppenausrundung mit einem Halbmesser von 16 700 m gelegt. Bei waagrechttem Untergurt erhielt man dadurch eine Anpassung der Trägerhöhe an den Momentenverlauf. Die Fahrbahntafel bestand aus versteiften Tonnenblechen, deren mit einem Fahrbahnfertiger verdichteter Beton sich bis zur Zerstörung der Brücke hervorragend gehalten hat. Entwässert wurde die Fahrbahn nach der Mitte des Brückenquerschnitts. Hinsichtlich aller weiteren Einzelheiten der Erstaufbauung wird auf die Veröffentlichung von Schaechterle verwiesen [1].

Die Zerstörung des Bauwerks.

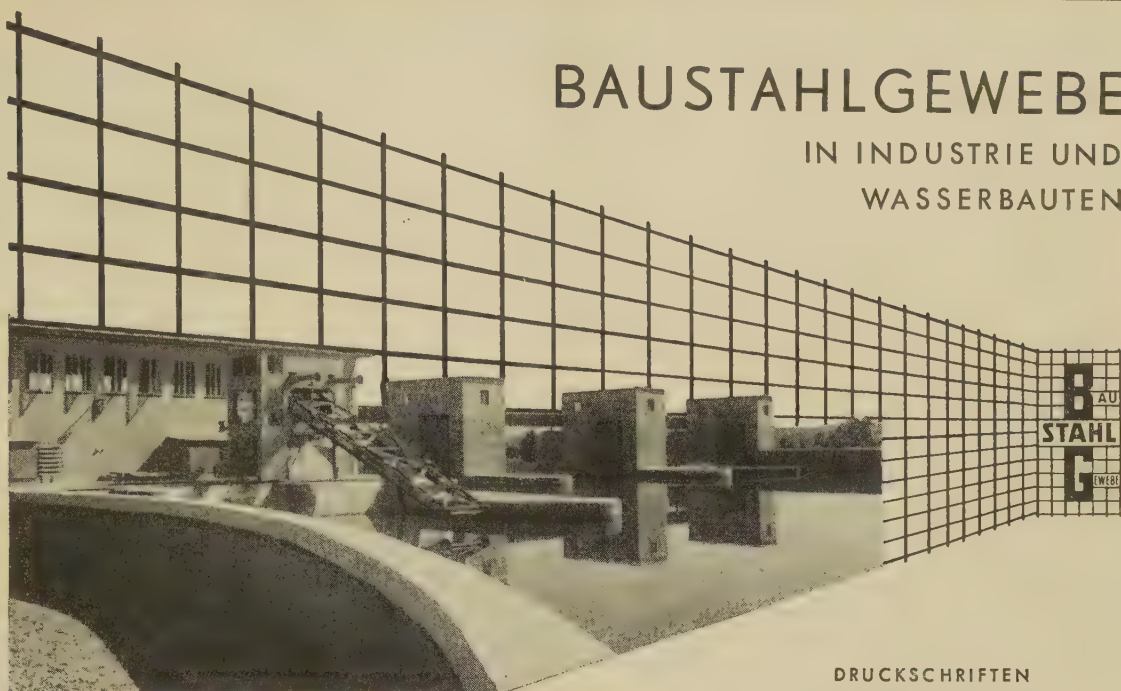
In den letzten Kriegstagen wurde das Bauwerk gesprengt. Die Sprengladungen waren in der Außenstütze B' und am Überbau der vorletzten Öffnung B'—C' quer über die ganze Brücke angebracht. Infolge der Sprengung stürzte zunächst der östliche Teil der Brücke zusammen. Durch den dabei auf den andern Brückenteil ausgeübten Stoß wurden bei den auf der Stuttgarter Seite gelegenen festen Lagern die Lagerzapfen abgesichert; der seiner Verankerungen beraubte, nur noch auf den Pendelstützen ruhende rund 300 m lange westliche Brückenteil mußte darauf ebenfalls abstürzen (Abb. 4). Nach mehrfachen Versuchen über das zweckmäßigste Verfahren zur Ablösung des Betons aus den Tonnenblechen nahm man zu Anfang 1948 die umfangreiche Räumungsarbeit in Angriff. Entlang der Trümmerstätte wurde ein Vollbahngleis gelegt, auf dem die abgebauten Stahlteile auf die Autobahn hochgezogen werden sollten. Die Währungsreform zwang jedoch, die Arbeit wieder einzustellen noch bevor mit dem Zerlegen der Stahlkonstruktion begonnen war.

Vorbereitung des Wiederaufbaus.

Erst zu Anfang 1951 konnte, nachdem die für den Wiederaufbau erforderlichen Geldmittel bereitgestellt waren, die Ausschreibung für die Trümmerräumung und die Wiederherstellung des Bauwerks vorgenommen werden. Hierfür wurde die Form eines Wettbewerbs unter einer beschränkten Anzahl namhafter Firmen gewählt. Der Ausschreibung lag die ursprüngliche Konstruktion mit den alten Querschnittsabmessungen der Fahrbahnen, Schutzstreifen und Schrammborde zugrunde. Verbessert wurde jedoch das Längsvisier (Abb. 5). Beiderseits des Sulzbachtals fällt die Autobahn zur Brücke hin. Während nun früher aus den oben angeführten Gründen auf der Brücke wieder Gegensteigungen angeordnet waren, die man mit einem Halbmesser von 16 700 m ausrundete, sollte beim Neubau dieser überaus störende Höcker in der Fahrbahn möglichst vermieden werden. In der Ausschreibung war deshalb für alle die Fälle, in denen eine Wiederherstellung der Brücke in der alten Form nicht vorgesehen wird, vorgeschrieben, das Visier der Autobahn über der Brücke in die Horizontale zu legen. Die Fahrbahn wie bei der Werra-Brücke Hedemünden noch erheblich nach unten durchschwingen zu lassen, verbot die Konstruktion der erhalten gebliebenen Hohlwiderlager, die bei einer solchen Maßnahme hätten weitgehend abgebrochen und erneuert werden müssen. Anzubieten war auch die Trümmerräumung. Es war den Bietern freigestellt, noch brauchbare Konstruktionsteile auszusortieren und nach entsprechender Instandsetzung wieder zu verwenden oder für die Wiederherstellung der Brücke nur Neumaterial vorzusehen. Das Bauwerk war für die Brückenklasse 60 der damals noch in Vorbereitung befindlichen DIN 1072 zu bemessen. Um einen Wechsel in der Fahrbahnbefestigung zwischen der Brücke und den anschließenden Streckenabschnitten zu vermeiden, war für die Brückenfahrbahn ein Betonbelag vorgeschrieben, auf dessen höchstmögliche Rissicherheit allergrößter Wert gelegt wurde. Die Abgabe eines Angebots auf Wiederherstellung der Brücke in der alten Form wurde den Bietern freigestellt, die Zahl der Sonderangebote auf zwei beschränkt. Für ein fristgemäß eingereichtes Angebot mit mindestens einem Sonderentwurf wurde den Bietern, die bei der Auftragserteilung nicht berücksichtigt werden, eine Aufwandsentschädigung von 5000,— DM zugesagt. Aufgefordert wurden zunächst 6 Stahlfirmen. Da jedoch die stürmische Entwicklung, die der Spannbeton in den Nachkriegsjahren genommen hat, trotz der durch die besonderen örtlichen Verhältnisse gegebenen Erschwernisse auch die Ausführung einer Massivkonstruktion in den Bereich der Möglichkeit rückte, wurden auch noch 7 im Bau von Spannbetonbrücken erfahrene Firmen zur Angebotsabgabe aufgefordert. Man faßte sie nach vorheriger Befragung derart in 3 Gruppen zusammen, daß Angebote in den drei Systemen Freyssinet, Dyckerhoff & Widmann sowie Baur-Leonhardt, die sich bis dahin im Bereich der Straßenbauverwaltung Nordwürttembergs schon bestens bewährt hatten, zu erwarten waren. Nachdem an den Fundamenten der zerstörten Brücke keinerlei Setzungen wahrzunehmen waren, entschloß man sich mit Rücksicht auf die Teilnahme von Stahlbetonfirmen, die zulässige Bodenpressung unter den noch vorhandenen Fundamenten von 5,0 auf 6,0 kg/cm² zu erhöhen.

Das Ergebnis der Ausschreibung.

Auf den der Ausschreibung zugrunde liegenden bauseitigen Entwurf einer Wiederherstellung der nur wenig abgeänderten ursprünglichen Konstruktion wurden nur drei Angebote abgegeben. Deren Endsummen lagen zwischen 2,8 und 2,94 Mio. DM und damit höher als die fast aller eingereichten Sondervorschläge.



BAUSTAHLGEWEBE

IN INDUSTRIE UND
WASSERBAUTEN

BAU
STAHL
GEWEBE

DRUCKSCHRIFTEN

KOSTENLOS U. UNVERBINDLICH

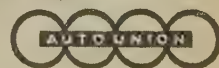
BAUSTAHLGEWEBE ^{GM}_{BH} DÜSSELDORF

DKW

Schnell-Laster



DKW-Großraumfließe
3 1/2 t



Schnell, zuverlässig und sparsam, wie es nur ein echter DKW sein kann — das ist der ideale Lieferwagen für Sie! Eine Probefahrt beim nächsten DKW-Händler wird Sie davon überzeugen.

AUTO UNION G·M·B·H · WERKE IN INGOLSTADT UND DÜSSELDORF



HOCHBAU
STAHLBETONBAU
TIEFBAU

GRÜN & BILFINGER
AKTIENGESELLSCHAFT
HAUPTVERWALTUNG MANNHEIM

Pfahlgründungen

seit Jahrzehnten bewährte Systeme:

1. Hülssenrammpfahl „System Mast“
2. Preßbeton - Bohrpfahl
„System Michaelis - Mast“
3. Schwerlast-Rammpfahl
„System Stern-Mast“

und für besondere Gründungsaufgaben

Die chemische Bodenverfestigung

nach Dr. Joosten

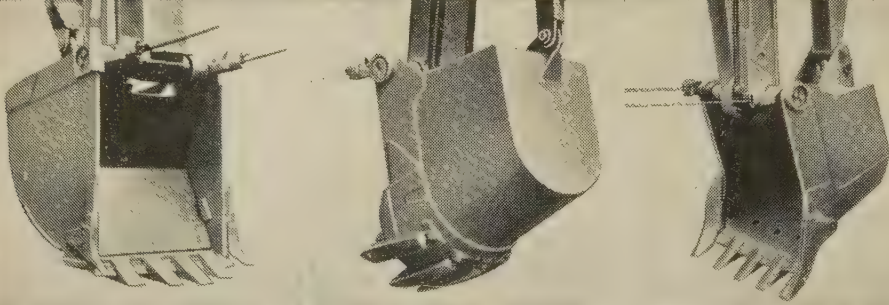
werden heute wie früher ausgeführt mit erfahrenen Ingenieuren und bewährtem Fachpersonal von der

BETON-UND TIEFBAU

MAST

AKTIENGESELLSCHAFT

BERLIN-TEMPELHOF, GERMANIASTR. 21/26
UND DÜSSELDORF, CHLODWIGSTRASSE 37

Für jedes Bauvorhaben die zweckmäßige Bagger-Einrichtung! Für jede Einrichtung das dem Boden entsprechende Grabgefäß!

Der norm. BODEN-TIEFLÖFFEL eignet sich durch seinen zwangsweise geführten Drehschieber besonders für Arbeiten in klebendem Material.

Für mittelschweren bis festen Boden dient der Tieflöffel mit zwei Grabstellungen. Seine gewölbte Vorderwand gräbt sich gut in harten Boden ein.

Der FELS-TIEFLÖFFEL wird in brüchigem Schichtgestein und gesprengtem Fels eingesetzt. Boden und Zähne sind aus Manganhartstahl.



MENCK Fachberatung

MENCK & HAMBROCK G. m. b. H.
HAMBURG-ALTONA, Große Brunnenstraße 78

Beachtenswert ist, daß die in der Ausschreibung zugelassene erhöhte Bodenpressung von $6,0 \text{ kg/cm}^2$ bei keinem der Entwürfe erreicht wurde. Im allgemeinen verlangte die Massivkonstruktion keine größere Baugrundbeanspruchung als die frühere Stahlkonstruktion; eine Erhöhung bis zu $0,5 \text{ kg/cm}^2$ entstand nur dann, wenn keine Fußgelenke vorgesehen und die Stahlbetonstützen in den Fundamenten eingespannt wurden. Diese zunächst überraschende Feststellung ist darauf zurückzuführen, daß je nach Fundament 50—70 % der in der Bodenfuge zu übertragenden Lasten von dem Gewicht des Gründungskörpers und seiner Erdauflast herrühren. Die Mehrlast von etwa 15 %, die ein massiver Überbau auf die Fundamente bringt, wird dadurch ausgeglichen, daß die gesamte Verkehrslast für Klasse 60 der neuen DIN 1072 geringer ist als diejenige, welche einst gemäß Brückenklasse I der alten Fassung für die Erstausführung vorgeschrieben war. Angesichts der schwierigen Gründungsverhältnisse ist bei allen Vorschlägen ein Aufsetzen auf die alten, erhalten gebliebenen Gründungskörper vorgesehen worden. Nachstehend sollen die bemerkenswertesten der eingereichten Entwürfe in Kürze erläutert werden:

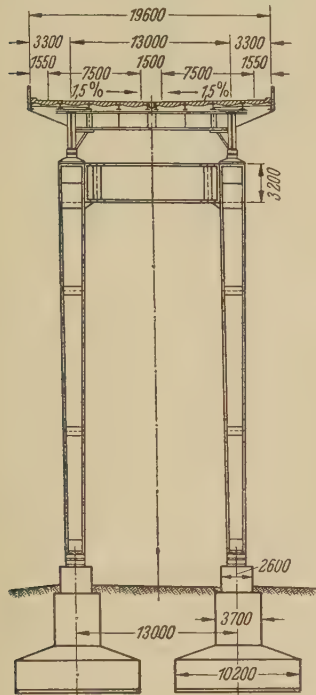


Abb. 3. Querschnitt der einstigen Brücke.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt der einstigen Brücke. Die Brücke bestand aus zwei Hauptträgern, die auf Fundamenten ruhten. Die Spannweite zwischen den Fundamenten betrug 19600 mm. Die Fundamente selbst waren 13000 mm breit und 2600 mm hoch. Die Brückendeckung hatte eine Breite von 3300 mm an den Fundamenten und 15500 mm in der Mitte. Die Brücke war mit einer 15 % Steigung an den Enden versehen. Die Fundamente waren in den Fundamenten eingespannt.

A. Stahlverbundbrücken.

Vielfach sind Trägerrostbrücken mit 4, 5 und 6 Hauptträgern vorgeschlagen worden. Abb. 6 zeigt den Querschnitt des Entwurfs der Dortmunder Union mit 5 geschweißten Hauptträgern. Die Außenträger haben 15,0 m Abstand, so daß sie gerade noch auf der äußersten Kante der mit schwachem Anlauf versehenen Stützrahmen aufgesetzt werden können. Da die Stützen verschiedene Höhe

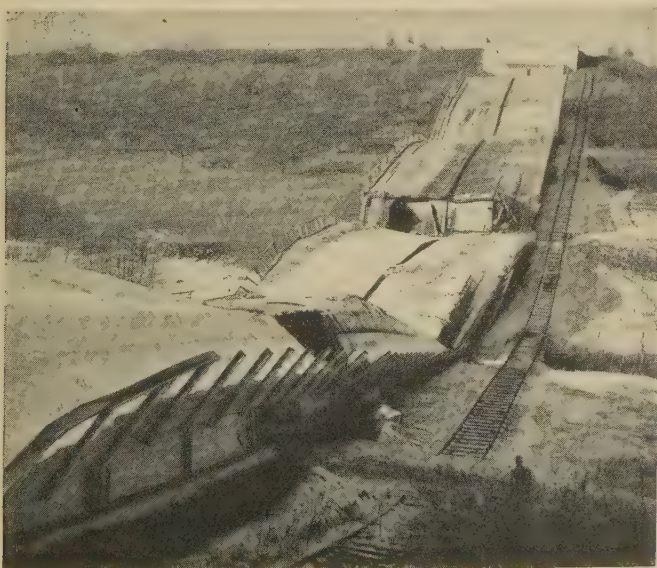


Abb. 4. Die gesprengte Brücke.

haben, wird die Neigung ihrer Außenkanten von Stützrahmen zu Stützrahmen wechseln, was in der Schrägansicht störend empfunden wird. In der großen Mittel-

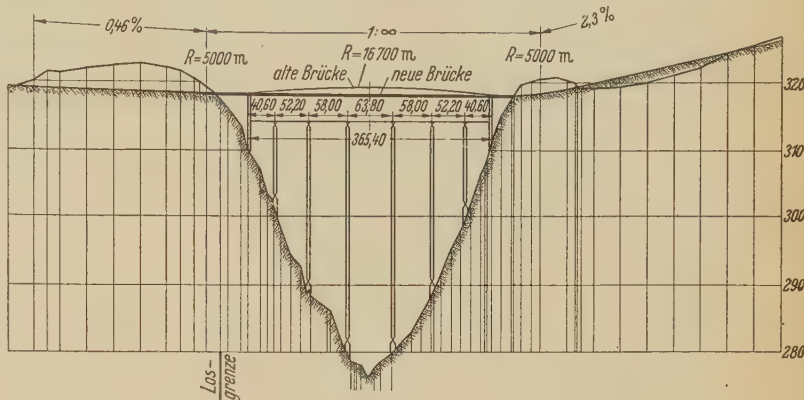


Abb. 5. Längsvisier der alten und neuen Brücke.

öffnung soll ein Schwebeträger eingeschaltet werden, so daß links und rechts davon Durchlaufträger über drei Felder entstehen, die zur Erzeugung der Längsvorspannung in der unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatte nur eine mäßige Absenkhöhe benötigen. In Längs- und Querrichtung ist eine Vorspannung der Fahrbahnplatte vorgesehen. Die geschweißten vollwandigen Querträger sind sehr steif und dürften die Quervorspannung erschweren; besser wäre wohl in diesem Fall die Anordnung von Fachwerkquerträgern. Als Nachteil ist noch anzuführen, daß die Wahl von 5 Hauptträgern einen Mittelträger in Brückenachse bedingt, gerade dort, wo die Entwässerung der nach innen geneigten Fahrbahnplatte erfolgen muß. Der Stahlbedarf für die Stahlkonstruktion war zu 1379 t ermittelt, der geringste aller Entwürfe.

Abb. 7 zeigt in perspektivischer Darstellung die von der Firma J. Gollnow & Sohn, Karlsruhe, zusammen mit Stahlbau Rheinhausen angebotene Lösung mit einem Trägerrost von 6 Hauptträgern. Dieser breite Rost bedingt ein Verschieben der Außenträger vor die Flucht der Stützen und Auflagerung auf Konsolen der Stützrahmen, die kein günstiges Brückenbild ergeben. Als Variante sind vielfach anstatt der Stahlstützen auch Betonrahmen angeboten worden. Da sie keine Kostenersparnisse brachten und die Einheitlichkeit des altgewohnten Brückenbildes beseitigt hätten, wurde ihre Ausführung nicht in Erwägung gezogen.

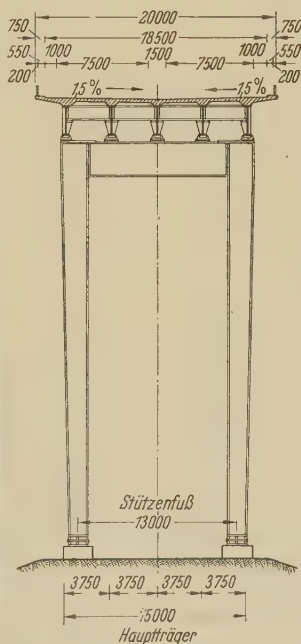


Abb. 6. Querschnitt des Entwurfs der Dortmunder Union.

An Entwürfen für Stahlverbundbrücken mit nur zwei Hauptträgern in 13,00 m Abstand wie bei der früheren Ausführung sind vornehmlich zwei zu nennen: Die Firma Stahlbau Rheinhausen machte in Bietergemeinschaft mit der Firma J. Gollnow & Sohn, Karlsruhe, den Vorschlag, die beiden über 7 Öffnungen durchlaufenden Hauptträger in der alten klassischen, genieteten Form ohne Verbund auszuführen und darüber Querträger in 2,9 m Abstand zu legen, die zusammen mit der Fahrbahnplatte als Verbundträger wirken (Abb. 8). Die Fahrbahnplatte sollte in beiden Richtungen vorgespannt werden. Mit Rücksicht auf die Betonver-

kürzungen infolge Vorspannung, Schwinden und Kriechen sowie auf verschiedenartige Temperaturen in Betonfahrbahn und Stahltragwerk sollten die Querträger auf den Hauptträgern längsbeweglich gelagert werden. Damit die Querträger nicht umkippen, sind in jedem zweiten Querträgerfeld über den Hauptträgern Fachwerkverbände vorgesehen, welche in der Ansicht störend wirken. Der Vorteil dieser Lösung liegt in den klaren statischen Verhältnissen mit Verbund nur in Brückenquerrichtung und in der einfachen Montage ohne das mit Pendelstützen so schwierige nachträgliche Absenken der Konstruktion.

gespannte Fahrbahnplatte. Die Längsträger sind Strebenfachwerke mit der Fahrbahnplatte als Obergurt und einem biegesteifen Untergurt, der zugleich die Fahrschiene für den Besichtigungswagen bildet. Unangenehm, aber nicht unlösbar an dieser Konstruktion war die große nachträgliche Absenkung von 3 m, welche für die Überbrückung der Zugspannungen in der Fahrbahnplatte notwendig wurde. In Anlage und Gliederung stellt dieser Entwurf eine klare und gefällige Lösung dar, die mit ihren stählernen Hohlstützen ein ähnlich schönes Bild wie das ursprüngliche Bauwerk erwarten ließ; er wurde als der beste aller Stahlbrückenentwürfe angesehen.

B. Spannbetonbrücken.

Die Firma Dyckerhoff & Widmann KG., München, sah bei ihrem Entwurf hohle Stahlbetonstützrahmen vor, die in den vorhandenen Fundamenten eingespannt werden. Vom Kopf dieser Stützrahmen sollte die aus vier Tragrippen mit darauf liegender Fahrbahnplatte bestehende Tragkonstruktion nach beiden Seiten in freiem Vorbau abschnittsweise ausgeführt werden. In der Mitte der großen Öffnung war im sonst durchlaufenden Tragwerk eine Dehnungsfuge mit einem nur Querkkräfte übertragenden Gelenk vorgesehen. Die Trägerunterkante sollte in allen Öffnungen geschweift werden (Abb. 10). Eine solche Form kann auf niederen gedrungenen Pfeilern ein recht ansprechendes Bild ergeben; auf hohen schlanken Stützen befriedigt sie nicht. Dieser Entwurf wurde deshalb nicht in die engere Wahl gezogen.

Der von der Firma Wayss & Freytag AG., Niederlassung Stuttgart, mit der Firma C. Baresel AG., Stuttgart, eingereichte Entwurf sah einen Durchlaufträger mit gleichbleibender Trägerhöhe auf in den Fundamenten eingespannten Hohlrahmen vor (Abb. 11). In der großen Mittelöffnung war ein Schwebeträger eingeschaltet. Die Konstruktion sollte in Quer- und Längsrichtung nach dem System Freyssinet vorgespannt werden. Im Querschnitt waren zwei voneinander unabhängige Hohlkasten vorgesehen. Diese Lösung hätte es erlaubt, eine Fahrbahn schon vor Fertigstellung des gesamten Bauwerks dem Verkehr zu übergeben. Die Erstellung war ursprünglich im Freivorbau gedacht. Eine Überprüfung ergab jedoch, daß eine Herstellung auf einem viermal zu verwendenden Lehrgerüst keine Verteuerung bedeutet hätte. Alle Konstruktionsteile sind harmonisch aufeinander abgestimmt, so daß der Entwurf eine sehr ansprechende Lösung darstellt.

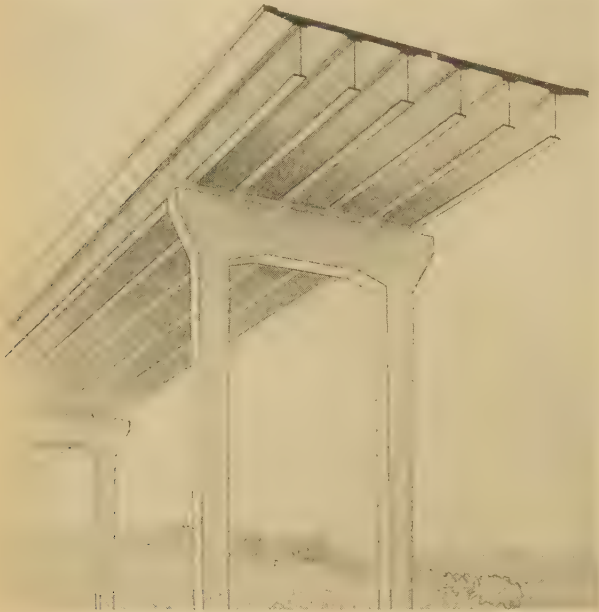


Abb. 7. Vorschlag einer Trägerrostbrücke durch die Firmen J. Gollnow & Sohn und Stahlbau Rheinhausen.

Eine sehr zweckmäßige, schöne und neuartige Konstruktion hat die Firma August Klönne in Dortmund in Vorschlag gebracht. Ihr Entwurfsverfasser war Dr.-Ing. Homberg. Wie bei der einstigen Ausführung sind zwei gelenklos durchlaufende Hauptträger in 13,0 m Abstand vorgesehen, die geschweift werden sollten (Abb. 9). Die quer zu den Hauptträgern gelegten Träger haben mit Querträgern alter Auffassung nichts mehr zu tun, sondern sind als Querrippen eines Flächentragwerks anzusehen.

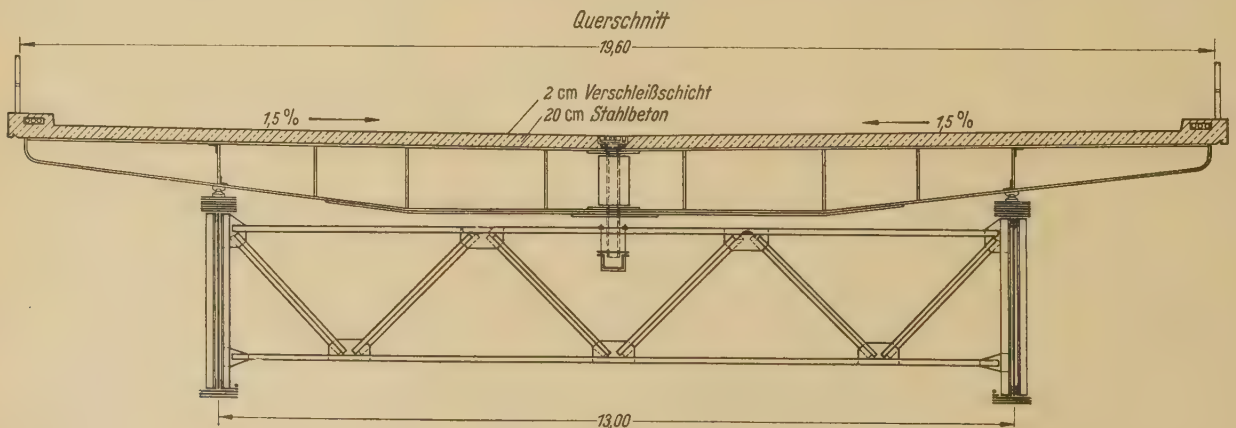


Abb. 8. Querschnitt durch die Querträgerverbundbrücke der Firmen Stahlbau Rheinhausen und J. Gollnow & Sohn.

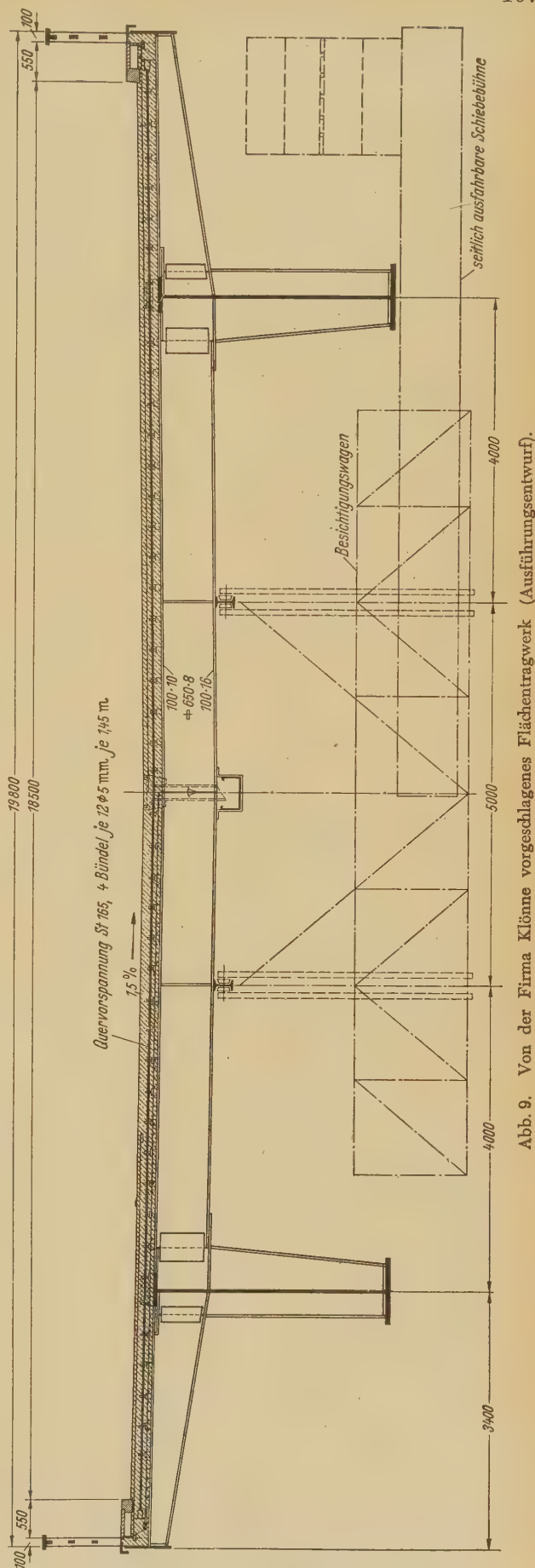
Ihr auf den ersten Blick erstaunlich gering erscheinender gegenseitiger Abstand von 1,45 m ist das Ergebnis exakter Berechnungen und Überlegungen des Entwurfsverfassers und bringt zudem Rhythmus und Belebung in die weite Ausladung über die Hauptträger. Zu dem Flächentragwerk der Fahrbahnkonstruktion sind weiterhin zu zählen die beiden Randträger, zwei Längsträger zwischen den Hauptträgern und die 22 cm dicke, längs und quer vor-

Der Entwurf der Firmen Wolfer & Goebel und Ed. Züblin AG., beide in Stuttgart, sah einen Koppelträger vor, der nach dem System Baur-Leonhardt vorgespannt werden sollte (Abb. 12). Die Hauptträger werden von zwei Hohlkasten gebildet, zwischen die I-förmige vorgespannte Fertigbetonträger als Querträger eingesetzt werden. Diese müssen nach der Herstellung der Fahrbahnplatte nachgespannt werden, weshalb hier die Vorspan-

nung nach dem System Dyckerhoff & Widmann erfolgen sollte. Es war vorgesehen, das Nachspannen vom Innern der Hohlkasten aus vorzunehmen. Die untere Platte der Hohlkasten war zur Aufnahme eines Schalwagens und gegebenenfalls auch eines Besichtigungswagens nach der Querschnittsmitte um 50 cm ausgekragt. Die Rahmenstiele haben ebenfalls I-förmigen Querschnitt und verjüngen sich nach unten, so daß die schon beim Entwurf der Dortmunder Union angeführten schönheitlichen Nachteile entstehen. Auch würde ein vollwandiger Querschnitt ruhiger wirken. Die Entwurfsverfasser haben tiefgehende Überlegungen darüber angestellt, wie die Längsvorspannung der 365 m langen Brücke ohne große Reibungsverluste einwandfrei bewerkstelligt werden könne. Nach den umfangreichen, zu jener Zeit vorliegenden Erfahrungen war es unmöglich, einen 365 m langen Durchlaufträger über sieben Öffnungen von den beiden Enden her so vorzuspannen, daß auch in den mittleren Teilen des Tragwerks genügend große Vorspannkräfte ankommen. Der lange Durchlaufträger wurde deshalb durch zwei Gelenkfugen in drei etwa 120 m lange, miteinander verkoppelte Teile aufgetrennt. Abb. 12 zeigt die vorgesehene Ausbildung der Gelenkfugen mit den sinnreich angeordneten über- und hintereinanderliegenden Spannkörpern.

Einen sehr schönen und interessanten Spannbetonentwurf haben die Firmen Grün & Bilfinger AG., Niederlassung Stuttgart, und Karl Kübler AG., Stuttgart, miteinander eingereicht (Abb. 13). Entwurfsverfasser war das Ingenieurbüro Dr.-Ing. Leonhardt in Stuttgart. Es wurden wie bei der alten Stahlbrücke nur zwei Haupttragrippen in 13,0 m Abstand vorgesehen. Die Quer- und Konsolträger sollten in 4,35 m gegenseitiger Entfernung angeordnet werden, so daß sich zusammen mit zwei zwischen die Hauptträger gelegten Längsträgern eine kassettenförmige Unterseite der Tragkonstruktion ergab. Die Höhe der Haupttragrippen nimmt entsprechend dem Anwachsen der Stützweiten von 3,20 m an den Endauflagern gegen Brückenmitte bis 4,50 m zu; auch die Fahrbahn soll noch um 19 cm nach unten durchschwingen. Dies bedeutet ein nicht unerhebliches Durchhängen der Trägerunterkante. Um das Lehrgerüst zweimal verwenden zu können, sollte die nach dem System Baur-Leonhardt vorzuspannende Konstruktion in zwei 150 und 215 m lange Abschnitte aufgeteilt werden. Da am Zusammenstoß beider Abschnitte über einem Stützrahmen kein Platz für das Ausfahren eines Spannkörpers vorhanden war, wollte man beide Teile nur von einer Seite, den Endwiderlagern, her vorspannen. Das ist aber fast dasselbe, wie wenn das 365 m lange Tragwerk als Ganzes von den beiden Enden her vorgespannt würde. Leonhardt machte nun hier zum erstenmal den Vorschlag, die Litzenbündel zwischen ihren Enden an weiteren geeigneten Punkten mit Hilfe von stählernen Klemmbacken zu fassen und dort mit Pressen den Spannvorgang zu unterstützen. Dieses Verfahren hat sich später beim Donautalübergang Untermarchtal bestens bewährt [2]. Die beiden hintereinander hergestellten Brückenteile sollten mit Hilfe von Leoba-Gliedern zusammengespant werden. Dieselben Spannglieder sollten auch für die Quervorspannung der Tragkonstruktion Verwendung finden. Die Stützrahmen sind sehr schlank gehalten, die mittleren hohen Rahmen sind oben und unten eingespannt, die beiden nächst niederen nur oben, während die äußersten niederen Stützen oben und unten Gelenke erhalten sollten. An beiden Endauflagern waren Rollenlager vorgesehen, so daß die inneren Stützen alle Längskräfte aufzunehmen haben. In Anlage und Gliederung bedeutet dieser Entwurf eine klare und gefällige Lösung.

In der Beurteilung kam die Straßenbauverwaltung zu dem Ergebnis, daß die drei zuletzt angeführten Spannbetonentwürfe ziemlich gleichwertig und als baureife Vorschläge zu betrachten seien. Die bei allen in der Lösung von Einzelfragen zu erwartenden Schwierigkeiten wurden keinesfalls als unüberwindlich angesehen.



Die Wahl des Ausführungsentwurfs.

Läßt man die Kosten für die Trümmerräumung außer Betracht, so ergeben sich unter Einrechnen der von der Bauverwaltung noch zusätzlich zu leistenden Ausgaben für

Baustoffe und notwendig erachtete Änderungen folgende Gesamtkosten der ausgeschriebenen Arbeiten:

A. Stahlbrücken	DM
1. Rostbrücke der Dortmunder Union	2 210 059,—
2. Rostbrücke der Fa. Stahlbau Rheinhausen	2 236 316,—
3. Flächentragwerk der Firma Klönne	2 238 454,—
4. Rostbrücke der Firma Klönne	2 296 191,—
5. Querträgerverbundbrücke der Firma Stahlbau Rheinhausen	2 328 733,—

Durchführung der Trümmerbeseitigung.

Beim Einsturz der alten Brücke wurde die Stahlkonstruktion an vielen Stellen verbogen, zerrissen und vollkommen unbrauchbar. Dazwischen lagen jedoch erhebliche Teile, deren Schäden geringfügig waren. Wie die Ausschreibung zeigte, kam eine Wiederverwendung alter Teile für den Wiederaufbau aus wirtschaftlichen Erwägungen nicht in Frage. Nur die Stahlgußlager konnten zum größten Teil — insgesamt 221 t — wieder benutzt wer-



Abb. 10. Spannbetonentwurf der Firma Dyckerhoff & Widmann KG.

B. Massivbrücken

1. Wolfer & Goebel / Züblin AG.	2 359 889,70
2. Wayss & Freytag AG. / C. Baresel AG.	2 476 991,50
3. Grün & Bilfinger AG. / K. Kübler AG.	2 512 686,80

Der Vergleich zeigt, daß die Ausführung der Stahlbauentwürfe etwas billiger war als die Erstellung einer der

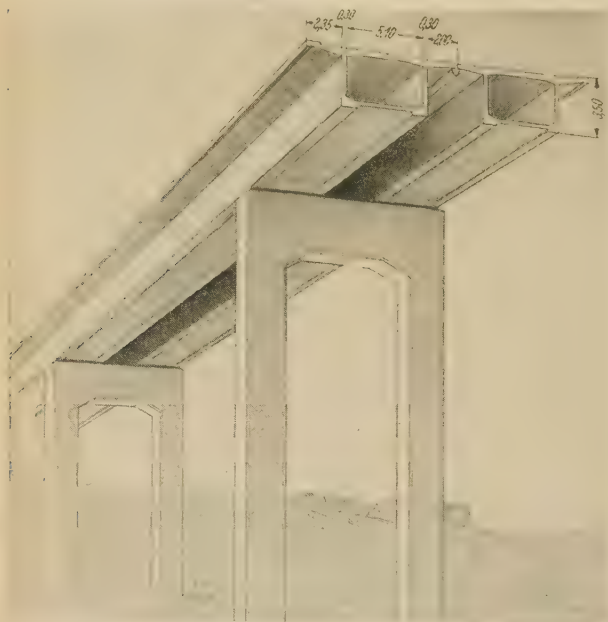


Abb. 11. Spannbetonentwurf der Firmen Wayss & Freytag AG. und C. Baresel AG.

vorgeschlagenen Massivkonstruktionen. Zur Ausführung bestimmt wurde der von der Firma Klönne eingereichte Entwurf eines Flächentragwerks. Der Zuschlag wurde vom damaligen Technischen Landesamt in Ludwigsburg als Auftragsverwaltung des Bundes mit Zustimmung und Genehmigung des Bundesverkehrsministeriums an eine aus den Firmen Klönne, Dortmunder Union Brückenbau und Maschinenfabrik Eßlingen gebildete Firmengemeinschaft vergeben. Die letztgenannte Firma war nur an der Montage beteiligt. Für die Herstellung der Fahrbahnplatte wurden als Nachunternehmer die Firmen Wayss & Freytag AG. und C. Baresel AG. zugezogen. Die Trümmerräumung wurde ebenfalls an die drei genannten Stahlfirmen vergeben.

den. Dagegen veranlaßte die Schwierigkeit der Beschaffung neuen Stahls für die Mainbrücke Wertheim die nordbadische Straßenbauverwaltung, aus den Trümmern des Sulzbach-Viadukts 800 t kaum beschädigte Überbauteile zu entnehmen. Der Abbau des hervorragenden Betons aus den durch kräftige angeschweißte Flacheisen versteiften Tonnenblechen bereitete große Schwierigkeiten. Das Ausspitzen mit Preßluftschlämmern brachte viel zu geringe Leistungen, mit kleinen Sprengladungen wurde nicht viel erreicht und große Ladungen verursachten starke Beschädigungen an Stahlteilen, die man erhalten wollte. Folgendes Verfahren hat sich schließlich am besten bewährt: Aus dem Beton wurden zunächst nur Schlitzte entlang den Rändern der Tonnenbleche herausgestemmt, darauf konnten diese mitsamt der Betonfüllung ausgebaut werden. Später wurde der Beton durch ein 600 kg schweres Fallgewicht zerschlagen, wodurch die Tonnenbleche der Verschrottung zugeführt werden konnten. Die übrige Konstruktion wurde in transportfähige Stücke zerlegt, mit einem fahrbaren Portalkran auf Transportwagen gesetzt und auf dem schon früher entlang der Trümmerstätte gelegten Gleis zum Stuttgarter Widerlager hinaufgefahren. Dort wurden die Teile mit einem Derrick auf Lastwagen verladen. Das Aufstellen eines weiteren Derricks unten im Tal ermöglichte den Abtransport eines großen Teils des Materials von dort aus.

Die Fundamente hatten großenteils nur geringe Beschädigungen erlitten, die leicht auszubessern waren. Der Auflagerquader eines Stützenfundamentes war umgebrochen und mußte erneuert werden. Beim genauen Einmessen stellte man fest, daß eines der beiden nächst dem Ulmer Widerlager gelegenen Fundamente B' um wenige Zentimeter abseits stand und daß auch seine Oberfläche nicht genau horizontal lag. Beim Nachgraben entdeckte man, daß der Fundamentschaft etwa 1 m über der Grundplatte gerissen war. In dem bis zu 3 cm klaffenden Spalt war die senkrecht durchgehende Bewehrung zu erkennen, die Rundeisen waren nicht gerissen, zeigten jedoch deutliche Einschnürungen. Nachdem mit Hilfe eines Ringstollens der Riß überall freigelegt war, wurde der Spalt gereinigt, von außen mit Zementmörtel geschlossen und im Innern ausgepreßt.

Die statische Berechnung der ausgeführten Konstruktion.

Sie allein ist als eine äußerst gewissenhafte und hervorragende Ingenieurleistung des Ingenieurbüros Dr.-Ing. Homberg zu werten. Das Tragwerk wurde in vier statische Systeme unterteilt:



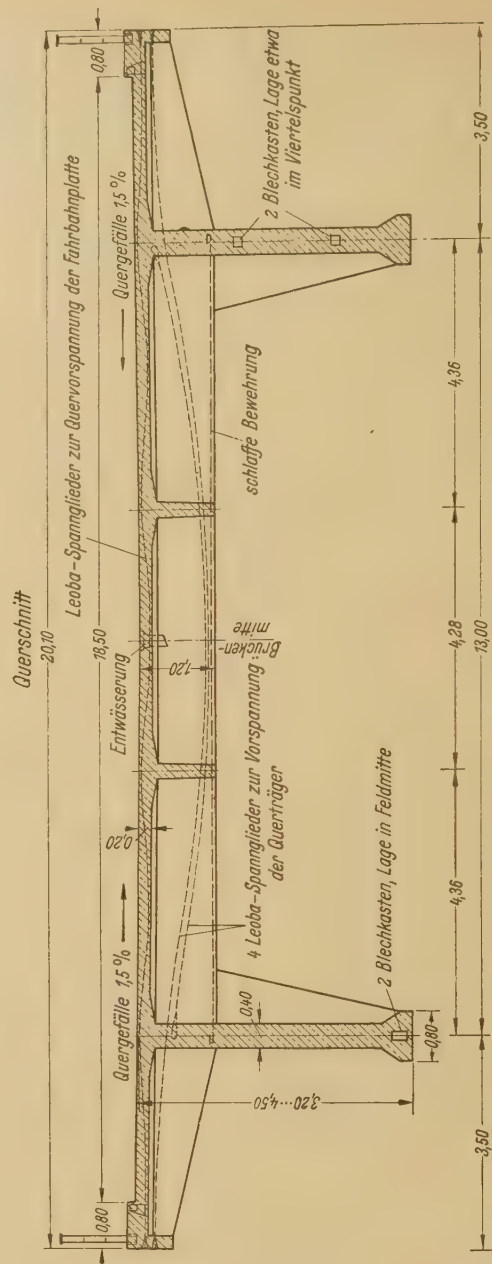
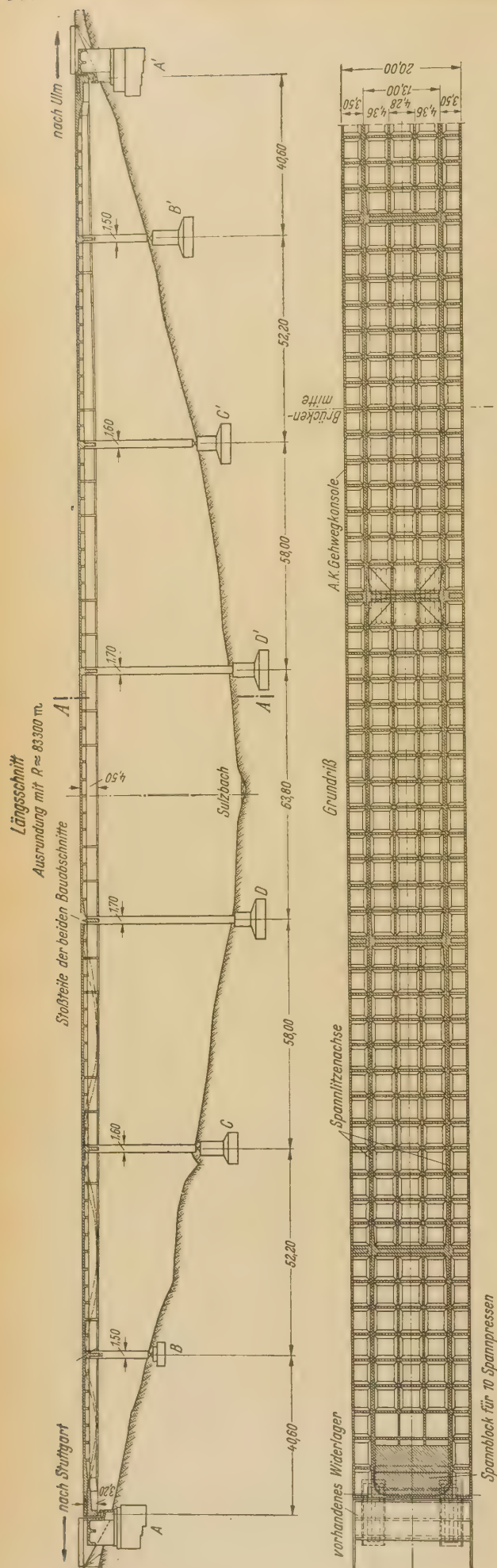


Abb. 13. Spannbetonentwurf der Firmen Grün & Bilfinger AG. und Karl Kübler AG.

1. Die beiden durchlaufenden, vollwandigen Hauptträger in Verbund mit der Fahrbahnplatte.
2. Ein Kreuzwerk, gebildet aus den Querträgern mit ihren Kragarmen, den beiden inneren Längsträgern und den Randträgern, die alle in Verbund mit der Fahrbahnplatte stehen.
3. Die über die Querträger durchlaufende isotrope Fahrbahnplatte.
4. Der gesamte Überbau einschl. der Pendelrahmen, berechnet für die Windbelastung als horizontaler Durchlaufträger auf elastisch nachgiebigen Stützen.

Die in beiden Richtungen vorgespannte Fahrbahnplatte des dritten Systems hat eine Dicke von 22 cm, statisch wirksam sind 21 cm in Rechnung gestellt. Sie ist in der Querrichtung auf den Hauptträgern in 13 m Abstand und in der Längsrichtung auf den 1,45 m voneinander entfernten Querträgern gelagert. Sie wurde als in Längsrichtung durchlaufende Platte zunächst mit starrer Unterstützung nach der Plattentheorie gerechnet. Für Eigengewicht wurde volle Einspannung an allen Rändern angenommen. Der für Verkehr tatsächlich vorhandene Einspannungsgrad der Ränder wurde an Hand einer Betrachtung mit Belastungsumordnung zu etwa 50 % festgestellt. Dementsprechend wurden die arithmetischen Mittel der von Bittner [3] und Häussler [4] für freie Lagerung und volle

Das zweite System, das Kreuzwerk, wurde zur Ermittlung der Verkehrsbeanspruchung in zwei Ersatzsysteme aufgeteilt. Beim ersten wird für die Ermittlung der Trägerbeanspruchung zwischen den beiden Hauptträgern die entlastende Wirkung der Randträger unberücksichtigt gelassen. Diese Annahme ist möglich, weil die Konsolen eine verhältnismäßig geringe Steifigkeit gegenüber den

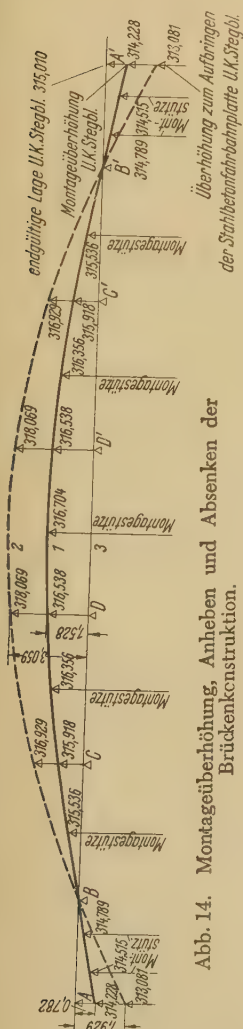


Abb. 14. Montageüberhöhung, Anheben und Absenken der Brückenkonstruktion.

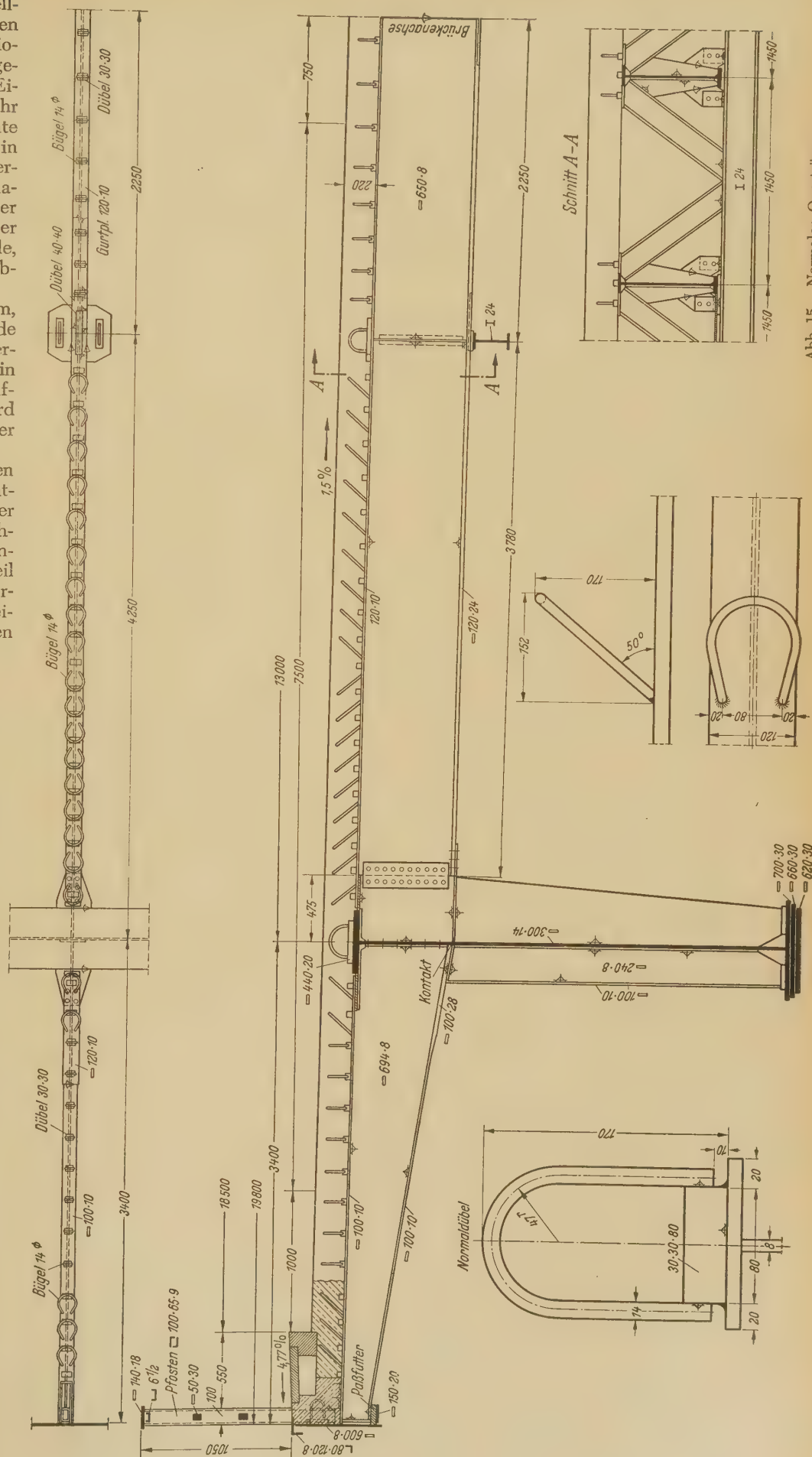


Abb. 15. Normaler Querträger.

inneren Trägerteilen besitzen. Dadurch entsteht ein einfaches Kreuzwerk mit unendlich vielen Trägern in 1,45 m Abstand und zwei Lastverteilungsträgern in den Drittelpunkten der Stützweite. Für die Ermittlung der Konsolmomente aus Verkehrsbelastung wird ein zweites auskragendes Ersatzsystem gebildet, bei dem der Hauptträger und der nächstliegende Längsträger die beiden Auflager und der Randträger am Ende der Auskragung den Lastverteilungsträger bilden. Die Kreuzwerkberechnung nach diesen beiden Ersatzsystemen erfolgte nach den Arbeiten von Homberg ([5] und [6]). Dabei wurde die Drehsteifigkeit der lastübertragenden Träger (Querträger) berücksichtigt. Auch die durch die Schubsteifigkeit der Fahrbahnplatte entstehende zusätzliche Lastverteilung wurde in Rechnung gestellt.

Bei der Berechnung der Hauptträger (System 1) erforderte der große Trägerabstand von 13,0 m eingehende Überlegungen darüber, welche mitwirkende Plattenbreite in Rechnung zu setzen sei. Die gesamte vorhandene Breite von 9,90 m je Träger wurde für folgende Belastungsfälle als mitwirkend angenommen: Absenken, Temperaturdifferenzen zwischen Stahl und Beton, Schwinden, Kriechen und Vorspannung durch Spannglieder, soweit sie auf ganze Brückenlänge durchlaufen. Die mitwirkende Breite für ständige Last, Verkehr und die in den Stützenbereichen zusätzlich angeordnete Vorspannung wurde nach einer Arbeit von Metzger [7] ermittelt. Hierbei wurden folgende Werte gefunden: In den Feldbereichen 7,0—8,6 m, in den Stützenbereichen 3,5—4,4 m. Bei der Berechnung der Momente aus dem Gewicht der Betonfahrbahnplatte wurde berücksichtigt, daß bei deren Herstellung die zuvor betonierten Felder bereits erhärtet sind und demnach dort Verbundwirkung vorhanden ist.

Im vierten Berechnungssystem bildet die Fahrbahnplatte mit den Hauptträgern einen Durchlaufträger auf elastischen Stützen, die durch die Stützrahmen gebildet werden. Die je nach Höhe verschieden große Nachgiebigkeit dieser Rahmen bewirkt, daß die den Widerlagern am nächsten stehenden Stützen weitaus den größten Anteil der horizontalen Belastung aufzunehmen haben.

Bei der Ermittlung der Spannungen wurde mit verschiedenen n -Werten gearbeitet:

für Eigengewicht, Verkehr, Temperatur, Vorspannkraft zur Zeit $t=0$	$n = 5,25$
für Schwinden mit Schwindkriechen	$n = 10,7$
für Vorspannkraft zur Zeit $t=5$ Jahre	$n = 16,8$

Die aus den verschiedenen Belastungsfällen in den einzelnen Berechnungssystemen ermittelten Spannungen wurden miteinander kombiniert. Um die zulässigen Stahlspannungen in den stahlsparend konstruierten Querschnitten einzuhalten und die Betonzugspannungen weitmöglichst zu drücken, mußten die Montagemaßnahmen genau ausgewogen werden. Es waren folgende Maßnahmen vorzusehen (Abb. 14):

1. Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion mit einer Überhöhung über den Mittelstützen von rund 1,5 m zwischen den Erdrahmen.

2. Anheben der fertig montierten Stahlkonstruktion vor dem Betonieren der Fahrbahnplatte auf eine Überhöhung von rund 3 m über den Mittelstützen. Da dabei die beiden Endrahmen festgehalten wurden, senkten sich die Tragwerksenden an den Widerlagern noch um rund 2 m, so daß die Gesamtüberhöhung 5 m betrug.

Die dadurch bewirkte Vorspannung der Fahrbahnplatte reichte noch nicht aus. Darüber hinaus mußten in Brückenlängsrichtung noch viele Vorspannglieder System Freyssinet mit je 22,5 t Zugkraft eingebaut werden. Stellenweise lagen sie in der Fahrbahnplatte oben und unten in nur 15 cm Abstand. Dabei ist zu beachten, daß ein erheblicher Teil der auf den Beton ausgeübten Vorspannkraft über die Verbundmittel in die Stahlkonstruktion abwandert.

Bei der Überlagerung der Spannungen der einzelnen Belastungsfälle wurde noch die Annahme getroffen, daß bei gleichzeitigem vollem Temperatur- und Windeinfluß kein Verkehr zu berücksichtigen ist und andererseits bei voller Verkehrsbelastung Temperatur- und Windeinflüsse nur zur Hälfte in Rechnung zu stellen sind. Damit ergaben sich die äußersten Randspannungen zu

$\sigma_{bo} = 15,3 \text{ kg/cm}^2$ Zug im Beton der Fahrbahnoberfläche
 $\sigma_{bu} = 18,2 \text{ kg/cm}^2$ Zug an d. Unterseite d. Fahrbahnplatte
 $\sigma_{eo} = 1751 \text{ kg/cm}^2$ Zug im Hauptträger für Haupt- und Zusatzkräfte
 $\sigma_{eu} = 1635 \text{ kg/cm}^2$ Zug im Hauptträger für Hauptkräfte allein.

Die geringen Überschreitungen der Stahlspannungen liegen innerhalb der zulässigen Toleranzen.

Einzelheiten der ausgeführten Konstruktion.

Die in der Werkstatt hergestellten Brückenteile sind geschweißt, dagegen wurden die Baustellenstöße der Hauptträger und Stützen sowie die Anschlüsse der Querträger, Konsolen und Windverbände genietet. Das Hauptträgerstegblech hat auf die ganze Brückenlänge eine Höhe von 3000 mm und eine Dicke von 14 mm. Abb. 15 zeigt die normalen Querträger. Die Schubkräfte zwischen Betonfahrbahnplatte und Stahlträger wurden vornehmlich durch aufgeschweißte Dübel aus Quadratstahl aufgenommen. Vielfach mußten zusätzlich noch schräg gelegte kurze Schlaufen aus Rundstahl $\phi 14$ angeordnet werden. Der Rundstahl wurde an den Enden entsprechend der Schlauffenrichtung schräg abgeschnitten und mit einer ringförmigen Kehlnaht auf dem Obergurt des Stahlträgers aufgeschweißt. Die Schlaufen wurden jeweils dort hinter dem Quadratstahl angeschlossen, wo sie einer etwaigen Verformung des Trägersobergurttes infolge Verdrehen der Vier-

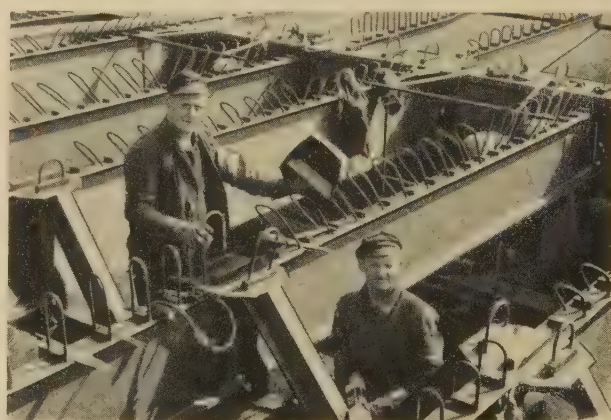


Abb. 16. Das fertig montierte Kreuzwerk mit den verschiedenartigen Verbundmitteln.

kantdübel entgegenwirken. In den Bereichen, in denen keine zusätzlichen Schrägschlaufen notwendig waren, wurden auf die Dübel senkrechte bündelartige Rundstahlschlaufen geschweißt, welche nur der ausreichenden Verankerung zwischen Betonplatte und Stahlkonstruktion dienen sollten (Abb. 16). Die Hauptträgerdübel hatten ausschließlich diese Form. Abb. 17 stellt einen Horizontalschnitt durch eine Rahmenstütze dar. Abb. 18 zeigt den Querschnitt eines Riegels der Pendelrahmen.

Die Entwässerung der Brückentafel erfolgt mit 1,5 ‰ Quergefälle nach innen. Die in Querschnittsmitteln in jedem Querträgerfeld eingesetzten Abfallstutzen entwässern in eine in Brückenlängsrichtung unter die Querträger gehängte Rinne, welche das anfallende Wasser zu den Stützen leiten. Von dort führt eine Fallrohrleitung in den Rahmenriegel und darin seitlich bis an eine der beiden Rahmenstützen. Die Entwässerungsleitung verläßt dann den Hohlkasten an der inneren Rahmenecke und fällt von dort entlang der Stütze bis zu dem jeweils neben dem Auflagerquader angeordneten Entwässerungsschacht.

Werkstattarbeiten.

Die Werkstattarbeiten wurden von den Firmen Klönne und Dortmunder Union ausgeführt. Die Lieferung des Besichtigungswagens und die Instandsetzung der beschädigten Lagerteile erfolgte durch die Maschinenfabrik Eßlingen. Alle Schweißarbeiten wurden von Hand ausgeführt. Zunächst schweißte man die Dübel auf die Obergurtlamellen auf, alsdann erfolgte der Zusammenbau der Träger in horizontaler Lage. Weil die Querträger wie die Fahrbahn nach innen ein Gefälle von 1,5 ‰ aufweisen, sahen sich die Lieferfirmen veranlaßt, das nur 8 mm

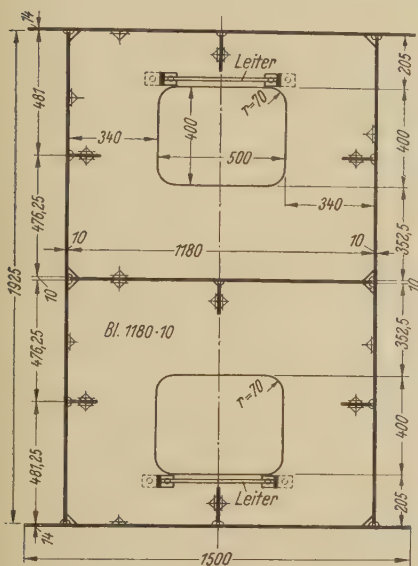


Abb. 17. Stützenquerschnitt.

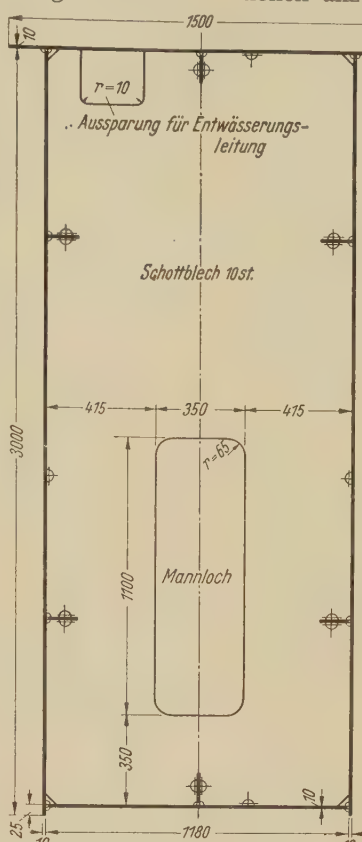


Abb. 18. Riegelquerschnitt der Pendelrahmen.

dicke Stegblech in der Mitte zu stoßen. Es kostete anfänglich einige Mühe, diesen Stoß einwandfrei herzustellen, ohne daß sich das Stegblech ausbeulte. Sämtliche Schweißnähte erster Güte wurden einer Röntgenuntersuchung unterworfen. Die Überhöhung der Hauptträger wurde dadurch geprüft, daß man jeweils drei aufeinanderfolgende Hauptträgerteile in der Zulage aneinanderbaute. Für die Prüfung der Stützrahmen wurden alle Teile ausgelegt.

Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Der Antransport der Brückenteile erfolgte zum größten Teil mit der Bahn bis zum Bahnhof Eßlingen, wo sie auf Culemeyer-Fahrzeuge umgeladen wurden. Es folgte ein etwa 10 km weiter Straßentransport bis zur Baustelle, wo hinter dem Stuttgarter Widerlager ein Portalkran mit 20 t Tragkraft zur Verfügung stand. Eisenbahnwagen mit kleineren Konstruktionsteilen wurden gar nicht ausgeladen, sondern auf dem Schwerlastroller zur Baustelle gefahren. Vom Lagerplatz aus wurden die einzelnen Teile auf dem schon für die Trümmerräumung verwendeten, entlang der Baustelle verlegten Transportgleis zur Bauspitze gefahren und dort vom Montagekran zum Einbau abgenommen. In der ersten und später wieder in der letzten Brückenöffnung wurde die Konstruktion auf festen Gerüstböcken montiert. In allen übrigen Öffnungen wurden jeweils in Feldmitte eiserne Hilfsstützen auf Pfahljochen aufgestellt. Sobald diese nach dem Schließen des betreffenden Feldes wieder frei wurden, setzte man sie um und verwendete sie wieder in einer anderen Öffnung. So wurde die gesamte Stahlkonstruktion im Freivorbau von Stützrahmen zu Hilfsstütze zu Stützrahmen fortschreitend aufgestellt (Abb. 19).

Die Pressen für das Heben und Senken der Brückenkonstruktion wurden am Fuße der Rahmenstützen aufgestellt. Hierzu waren an den Stahlstützen Hilfskonstruktionen anzubringen. Da die Auflagerquader der Fundamente für die Pressen keinen Platz boten, mußten sie durch eine später wieder zu entfernende Stahlbetonkonstruktion erweitert werden, die pilzkopfartig auf den oberen Absätzen der zylindrischen Fundamentschäfte aufsitzt (Abb. 20). Neben den Widerlagern wurden die dort benötigten Pressen auf Gerüstböcke gesetzt. Zum Anheben der inneren Stützenrahmen waren an jedem Rahmenstiel zwei Perpetuumpressen von je 500 t Tragkraft eingesetzt. An den Brückenenden wurden für das gleichzeitige Absenken 200 t-Pressen verwendet. Das Anheben wurde in 30 Arbeitsgängen vorgenommen. An den Widerlagern wurde zuerst um 120 mm abgesenkt, dann an Stütze C und C' 106 mm und anschließend an den mittleren Stützen D und D' 160 mm angehoben. Darauf wurde dieser Vorgang an den Mittelstützen beginnend nach den Widerlagern zu fortschreitend und dort wieder umkehrend so lange wiederholt, bis die Sollage der Brücke erreicht war. Abb. 21 zeigt die verformte Brückenkonstruktion während des Betonierens der Fahrbahnplatte.

Beim umgekehrten Vorgang nach dem Erhärten des Betons der Fahrbahnplatte mußte vorsichtiger vorgegangen werden. Um die dabei nicht ganz zu vermeidenden Zugspannungen im Beton der Fahrbahnplatte nicht höher als 10 kg/cm² anwachsen zu lassen, wurden 128 Arbeitsgänge



Abb. 19. Montagebild.

gewählt. Das Maß des Absenkens der Mittelstütze durfte zu Anfang nur 30 mm betragen, es konnte allmählich bis auf 75 mm gesteigert werden. An den Widerlagern begann man entsprechend mit einer Hebung von 19 mm, die je Arbeitsgang bis auf 44 mm erhöht wurde. Diese Arbeit wurde von zwei Arbeitsgruppen ausgeführt, wobei die Senkungen an den beiden Innenstützen jeweils zu gleicher Zeit erfolgen mußten. Um während des Hebens und Senkens Irrtümer und zeitraubende Messungen von vornherein zu vermeiden, wurde an jeder Arbeitsstelle auf dem Fun-

dament eine Holzlatte befestigt, auf der die Marken, bis zu denen gehoben bzw. gesenkt werden sollte, mit der laufenden Nummer des Bewegungsvorganges aufgetragen waren. So konnte der schwierige und ungewöhnliche Vorgang plangemäß innerhalb einer Woche durchgeführt werden. Daß dabei alle erdenklichen Sicherungen durch Absenkungen in verschiedenen Richtungen getroffen waren, soll nicht unerwähnt bleiben.

Mit großer Spannung hat man dem Ende des Absenkens entgegengesehen. Wird man nach solchen Maßnahmen noch eine ebene Fahrbahn erreichen? Das nach dem Absenken vorgenommene Nivellement ergab in den Mittelfeldern Abweichungen einzelner Punkte der Fahrbahnoberfläche von der Sollage bis zu ± 23 mm. Die Endfelder sind noch schwach nach oben gekrümmt, auf der einen Seite mit einem Stich von 24 mm, auf der anderen Seite von 44 mm. Der letztgenannte Größtwert entspricht $\frac{1}{1000}$ der Spannweite. Dieses hervorragende Ergebnis stellt den ausführenden Stahl- und Betonfirmen sowie den Statikern, welche die Durchbiegungen während der einzelnen Bauzustände ermittelt haben, das beste Zeugnis aus.

Abb. 20. Provisorische Erweiterung der Stützenfundamente.

Es mag dabei noch interessieren, daß das spezifische Gewicht der Betonfahrbahnplatte mit 2,45 in Rechnung gesetzt war. Dieser Wert entspricht ziemlich genau der bei den Würfelproben ermittelten mittleren Rohgewichte des Betons von 2,37 zuzüglich dem Mehrgewicht für die Stahleinlagen.

Die Herstellung der Fahrbahnplatte.

Für alle Arbeitsvorgänge war die Art der Aufteilung in Betonierzonen maßgebend. Im Blick auf die Verformung des Tragwerks war es geboten, zunächst über den Stützen Lücken offen zu halten und die zwischen den Stützen liegenden Fahrbahnanteile zuerst zu betonieren. Da die Herstellung des Deckenschlusses erfahrungsgemäß bei sorgfältiger Arbeit erhebliche Zeit beansprucht, wurden die größten Betonierabschnitte auf eine Tagesleistung von 70 m³ Beton abgestimmt. Man entschloß sich zu folgender Reihenfolge: Begonnen wurde mit der Fahrbahn Stuttgart—Ulm in Brückenmitte. Von hier aus wurde immer unter Auslassen der 14,6—20,35 m breiten Stützenlücken bis zum Stuttgarter Widerlager weiterbetoniert. Anschließend erfolgte genau so die Fahrbahnherstellung in den drei übrigen Feldern bis zum Ulmer Widerlager. Obgleich der eine Hauptträger damit einen großen Teil seiner Betonbelastung erhalten hatte, wurden die Stützenlücken noch nicht geschlossen, weil die Herstellung der anderen Fahrbahnseite weitere Verformungen und Verdrehungen des Stahltragwerks verursachen mußte. Es wurde deshalb zunächst nach Umsetzen der Geräte die andere Fahrbahn Ulm—Stuttgart in den gleichen Teilabschnitten mit derselben Reihenfolge wie früher die Fahrbahn Stuttgart—Ulm hergestellt. Um ja keine Risse im Beton entstehen zu lassen, wurde zuvor die Hälfte der Querbündel auf der zuerst betonierten Fahrbahnseite gespannt. Nachdem die Feldzonen alle betoniert waren,

konnten auch die Lücken über den Stützen geschlossen werden, wozu ein zweites Umsetzen der Geräte erforderlich wurde. Nachdem auch noch die Querbündel der anderen Fahrbahnseite zur Hälfte gespannt waren, waren noch die Mittel- und Randstreifen im fortlaufenden Betrieb herzustellen. Nach ausreichender Erhärtung dieses Betons konnte die zweite Hälfte der Querbündel, die über die ganze Brückenbreite durchgingen, in Spannung gesetzt werden. Die Längsvorspannung sollte erst nach dem Absenken der Brückenkonstruktion erfolgen. Zum Ausgleich etwaiger beim Absenken und Vorspannen entstehender Störungen der Gesimslinie wurden die Randträger mit den Geländern erst zuletzt nach Abschluß aller anderen Arbeiten montiert. Dabei war in Kauf zu nehmen, daß ein schmaler 35 cm breiter Betonstreifen zwischen Randträger und Randstreifen nicht mehr vorgespannt ist.

Da das Umsetzen der Schalung von einer Öffnung nach der anderen sehr zeitraubend und mit erheblichen Kosten verbunden gewesen wäre, entschloß man sich, die Schalung einer ganzen Fahrbahnhälfte einschließlich der Stützenlücken beider Fahrbahnen vorzuhalten. Da die Unterseite der Fahrbahnplatte mit der Oberseite der Stahlträger zusammenfiel, war die Verwendung von Hico-Trägern oder anderer auf die Trägersobergurte aufgelegter Teile unzweckmäßig, weil man in den höchst beanspruchten Zonen neben den Dübeln hätte Aussparungen im Beton vorsehen müssen, deren einwandfreies Schließen nach dem Ausschalen kaum möglich gewesen wäre. Man stützte die Schalung deshalb auf die Querträger-Untergurte ab und verschob sie nachher beim Umschalen innerhalb desselben Querträgerfeldes auf die andere Fahrbahnseite. Bei allen Arbeiten an der Schalung diente der Besichtigungswagen als Arbeitsbühne.

Für die Vorspannbewehrung wurde Sigmastahl 145/165 des Stahlwerks Rheinhausen verwendet. Zum Schutze gegen Verrostung und zur Verminderung der Reibung wurden die Drähte $\phi 5,2$ mm vor Einführen in die Blechhülsen mit einem wasserlöslichen Öl gestrichen. Es wurde später dadurch wieder entfernt, daß man die Bündel vor dem Auspressen mit Wasser kräftig durchspülte, dem ein alkalifreies Fettlösungsmittel zugesetzt war. In Querrichtung sind zwischen den Querträgern je vier Bündel



Abb. 21. Die überhöhte Brücke während des Betonierens der Fahrbahnplatte.

angeordnet. Die Längsvorspannung, die sich über die ganze Brückenlänge erstreckt, jedoch über den Stützen Übergreifungen und Verstärkungen benötigt, erforderte Spannbündel in Längen bis zu 70 m. Um Aussparungen in der Oberfläche der unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatte zu vermeiden, wurde das Spannen von unter her vorgenommen. Abb. 22 zeigt die Führung der Bündelenden in Schrägen der Fahrbahnplatte über besonderen niedrigeren Querträgern. Als Arbeitsgerüste für das Spannen und Auspressen der Längsbündel dienten der Be-

sichtigungswagen und besonders angefertigte, ebenfalls an den Längsträgern fahrbar aufgehängte Bühnen. Für die entsprechenden Arbeiten im Bereiche der Austragung außerhalb der Hauptträger sowie für das Spannen und Auspressen der außen beginnenden Querbündel wurden

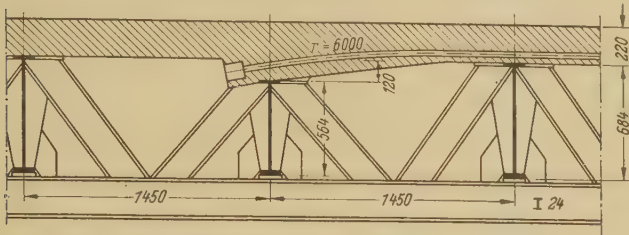


Abb. 22. Anordnung der Endigungen der Längsbündel an der Unterseite der Fahrbahnplatte.

besondere Konsolwagen gebaut, die oben auf dem Fahrbahnrandstreifen entlang fuhrten und über die Querträger auskragend ein bis unter die Konsolen reichendes Arbeitspodest trugen (Abb. 23).

Die schlaffe Bewehrung aus St 37 war für die Rissicherung im Bereiche der geringfügigen Betonzugspannungen bemessen. Man glaubte jedoch bei der unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatte im Hinblick auf die Absenkvorgänge, Sonnenbestrahlung, Schwinden und Temperatureinflüsse etwas Besonderes tun zu müssen und hat deshalb diese Bewehrung in der Längsrichtung oben auf $\phi 10$ alle 10 cm und unten auf $\phi 8$ alle 12 cm verstärkt. In Brückenquerrichtung wurden $\phi 8$ oben alle 16 cm und unten alle 24 cm eingelegt. Die Fahrbahnplatte blieb überall vollkommen rissefrei.



Abb. 23. Konsolwagen zur Vornahme der Spann- u. Auspressarbeiten außerhalb der Hauptträger.

Als Zuschlagmaterial für den Fahrbahnbeton wurde Rheinkies gewählt und in vier Körnungen angeliefert. Die daraus hergestellte Mischung ergab einen Sandgehalt von 49 % und lag überall zwischen den Sieblinien D und E der DIN 1045. Als Bindemittel wurde ein Portlandzement Z 225, der von der Firma Gebrüder Spohn AG., Blaubeuren, eigens für diesen Zweck hergestellt war, verwendet. Es gelang, den für das Schwindmaß charakteristischen Tonerdemodul von dem sonst üblichen Wert 1,4—1,6 auf 1,0—1,1 herabzumindern und damit einen hervorragenden Straßenzement zu schaffen. Man wollte mit einem Zementgehalt von 350 kg/cbm einen B 450 erreichen und gab 0,7 % des Zementgewichtes Plastocrete bei, wodurch sich ein Luftporengehalt von 3,2—3,5 % ergab. Der Wasserzusatz von 6,5 Gewichtsprozenten wurde möglichst niedrig gewählt, so daß der Beton gerade noch verarbeitet werden konnte. Der Wasserzementwert betrug 0,45, das Eindringmaß nach DIN 1048 6,5—7,0 cm. Das stetige, genaue Einhalten der Mischung und des Luftporengehaltes wurde auf der Baustelle ständig überwacht. Die erzielten Würfelfestigkeiten lagen im allgemeinen nach

7 Tagen zwischen 330 und 350 kg/cm² und nach 28 Tagen um 530 kg/cm². Der hinter dem Ulmer Widerlager hergestellte Beton wurde auf einem in Brückenachse verlegten Transportgleis zur Verwendungsstelle gefahren. Dort wurden die Betonkübel von einem auf den Verteilerwagen montierten Aufzug gefaßt und in den Verteiler entleert (Abb. 24). Der gleichmäßig ausgebreitete Beton wurde zunächst mit Tauchrüttlern verdichtet (Abb. 25), sodann seine Oberfläche mit einer Schwingbohle der Maschinenfabrik Frisch in Augsburg geschlossen. Da dieses Gerät keine besondere Glättbohle besitzt, mußten die noch ver-

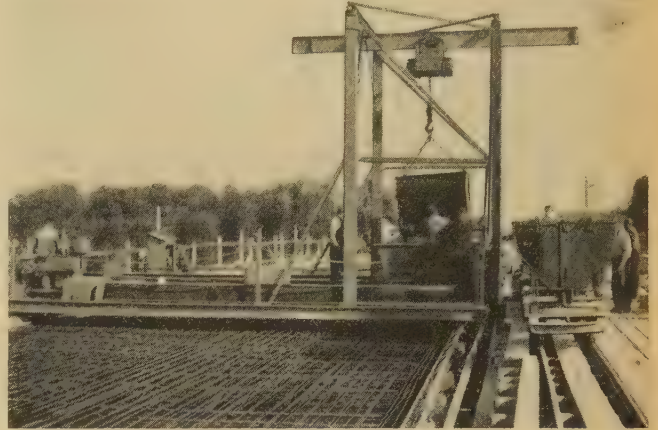


Abb. 24. Übernahme des zur Verwendungsstelle gefahrenen Betons auf den Verteilerwagen.

bliebenen Unebenheiten von Hand nachgearbeitet werden (Abb. 25). Bis zum Erstarren des Betons wurde seine Oberfläche durch Schutzdächer gegen Sonnenbestrahlung geschützt. Verteilerwagen, Schwingbohle und Schutzdächer liefen auf Fahrseilen, die außerhalb der zu betonierenden Fahrbahnzone unter Zwischenschaltung von Hartholzunterlagen auf den Querträgern befestigt waren. Die Betonierarbeiten dauerten von August bis November, in den heißen Monaten wurde nur bei Nacht betoniert. Nach Erstarren des Betons wurde die Fahrbahnoberfläche mit Strohmatte abgedeckt und 7 Tage lang dauernd feucht gehalten. Anschließend wurde ein Antisolanstrich aufgebracht, der das Verdunsten des Wassers im Beton verhindern sollte. In der trockenen Jahreszeit wurde dieser Anstrich nach dem Ausschalen auch noch auf die Unterfläche

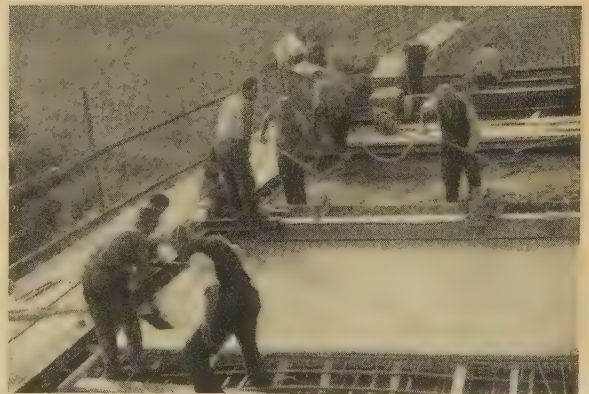


Abb. 25. Betonverarbeitung an der Einbaustelle.

der Fahrbahnplatte aufgebracht. Die Rand- und Mittelstreifen wurden bei der Herstellung in ihrer Oberfläche schwarz eingefärbt. Da sie erst im Herbst betoniert wurden, unterblieb dort der Antisolanstrich. Um die Spannungsverluste infolge Kriechen möglichst klein zu halten, wurde trotz der großen Frühhochfestigkeit des Betons die Fahrbahnplatte erst im Alter von mindestens 3 Wochen vorgespannt.

Auf die beschriebene Weise dürfte diese unmittelbar befahrene, hoch beanspruchte Fahrbahnplatte in einer Qualität hergestellt worden sein, wie sie nach den heutigen Erkenntnissen mit den zur Verfügung stehenden Mitteln nicht besser denkbar ist. Daran hat neben dem

bewehrung und 104 t schlaffe Bewehrung, alles zusammen rund 2000 t. Der gewaltige Fortschritt der Brückenbaukunst in der jüngst vergangenen Zeit wird eindrucksvoll deutlich, wenn man damit die Stahlmenge vergleicht, die für das gleiche Bauwerk 18 Jahre früher verwendet wurde;



Abb. 26. Die wiederaufgebaute Brücke.

Personal der eingesetzten Firmen auch der Bauleiter des Autobahnamtes Stuttgart, Regierungsbaumeister Joos, hervorragenden Anteil. Infolge der langen Lieferzeiten der Walzwerke hatte sich das Aufstellen der Stahlkonstruktion um annähernd 6 Monate verzögert, so daß die Fahrbahnplatte vor Eintritt des Winters nicht mehr fertiggestellt werden konnte. Als man die Bündel nicht mehr mit Zementmilch verpressen konnte, wurde die Längsvorspannung unterbrochen und bis zum Eintritt wärmerer Witterung zurückgestellt. Im April 1954 konnte das fertige Bauwerk (Abb. 26) dem Verkehr übergeben und damit die letzte Umfahrt auf der Autobahn in Baden-Württemberg verlassen werden.

An Stahl wurden eingebaut: St 52 596 t, St 37 947 t und Stahlguß 248 t. Dazu kommen noch 98 t Vorspann-

es waren damals rund 4150 t. Dabei ist noch zu beachten, daß einstens die Brücke für Fahrzeuge von 24 t, jetzt aber von 60 t Gewicht bemessen wurde.

Literatur.

1. K. Schaechterle: Bautechnik 14 (1936) S. 497.
2. Donautalbrücke Untermarchtal. Festschrift zur Verkehrsübergabe, herausgegeben von den Firmen Karl Kübler AG., Wolfer & Goebel, Ed. Züblin AG.
3. Bittner: Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten. Wien 1938.
4. Häussler: Beitrag zur Berechnung von Einflußflächen umfanggelagerter Platten. Diss. TH. Hannover 1951.
5. Homberg: Einflußflächen für Trägerroste, 1. Teil 1949.
6. Homberg: Kreuzwerke. Berlin 1951.
7. Metzger: Die mittragende Breite. Diss. TH. Aachen 1925.

Zur Wahl der Gewölbestärke von Bogenstaumauern.

Von Dipl.-Ing. Dr. techn. Walter Jurecka, Essen/Ruhr.

Für die Berechnung von Bogenstaumauern stehen dem entwerfenden Ingenieur bereits zahlreiche Verfahren zur Verfügung. Sie lassen sich im wesentlichen in drei große Gruppen einteilen, von denen die erste alle Verfahren betrifft, die auf die Berechnung unabhängig gedachter Bogen zurückgehen. Die zweite Gruppe dieser Verfahren nimmt ein gedachtes Rostsystem an und teilt die äußeren Lasten so auf die beiden Rostsysteme auf, daß in den Kreuzungspunkten Kongruenz einer oder mehrerer Verformungskomponenten erzielt wird. Die dritte Gruppe gewinnt schließlich mit dem Fortschreiten der Wissenschaften mehr und mehr an Bedeutung und beruht auf der Anwendung der Schalentheorie, wobei die Differentialgleichungen des Schalenelementes zu einem System von Differenzgleichungen umgeformt und das so entstandene lineare Gleichungssystem aufgelöst wird. Die erste Gruppe negiert den Zusammenhang des Bauwerkes in lotrechter Richtung und ihre Genauigkeit ist daher am kleinsten, entsprechend aber auch der notwendige Rechenaufwand. Die zweite Gruppe versucht mit baustatischen Mitteln den räumlichen Spannungszustand zu erfassen, wobei der notwendige Rechenaufwand mit der erstrebten Genauigkeit wächst. Die letzte Gruppe gibt — sofern die Voraussetzungen der Schalentheorie genügend genau erfüllt sind — die genauesten Resultate, wobei allerdings meist ein

außerordentlicher Rechenaufwand erforderlich ist. Hierzu kommt bei allen Verfahren der zweiten und dritten Gruppe wie bei allen statisch unbestimmten Tragwerken die Notwendigkeit, Abmessungen des Bauwerkes vorab festzulegen, worauf erst der Spannungsverlauf bestimmt werden kann. Will man eine befriedigend gute und gleichmäßige Ausnützung der Materialqualitäten an allen Stellen des Tragwerkes erzielen, sind fast immer mehrfache Versuchsrechnungen vorzunehmen. Es besteht daher bei den entwerfenden Ingenieuren der verständliche Wunsch, Bemessungshilfsmittel zur Anwendung zu bringen, die es gestatten, die Ausführung von Versuchsrechnungen soweit als irgend möglich einzuschränken. Im folgenden soll daher versucht werden, ein solches Hilfsmittel für die Praxis abzuleiten.

Hierzu ist es in erster Linie notwendig, sich Klarheit über alle jene Faktoren zu verschaffen, die den errechneten Spannungsverlauf in Bogenstaumauern mehr oder weniger beeinflussen. Neben den äußeren Lasten

- a) Wasserdruk in horizontaler und vertikaler Richtung
- b) Eigengewicht
- c) Temperaturänderungen
- d) Auftrieb und Porenwasserdruck
- e) Erdbebenwirkungen

- f) Eisdruck an der Krone
 - g) Schlamm- und Erddruck bei Hinterfüllung oder Verlandung
- sind es vor allem die folgenden Einflüsse
- h) Verhältnis von Talbreite zur Mauerhöhe
 - i) Bauwerksabmessungen
 - k) Bauwerksform
 - l) Form des Talprofils
 - m) Verhältnis des E-Moduls des Betons (E_b) zum E-Modul des Felsens (E_f)
 - n) Verhältniswerte der Poissonzahlen μ von Fels und Beton.

In beiden Gruppen sind die Einflüsse etwa in der Reihenfolge ihrer Wichtigkeit genannt. Sie sind so zahlreich, daß für die Ermittlung der jeweiligen Einflüsse auf die berechneten Spannungen minderwichtige ausgeschaltet oder über sie feste Annahmen getroffen werden müssen. So werden für die folgenden Untersuchungen die äußeren Lasten c) bis g) vernachlässigt; mit dem spezifischen Gewicht $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$ des Staumauerbaustoffes im Verein mit den Einflüssen von i) und k) ist auch der Wert von b) festgelegt; für den Einfluß von m) wird $E_b = E_f$ festgelegt und ein eventueller Unterschied in den Poissonzahlen (Einfluß n) vernachlässigt. Zur weiteren Berücksichtigung verbleiben die Einflüsse von a) und h) bis l).

Der Einfluß von h) wird durch die Verhältniszahl α — auch Spreizung des Talquerschnittes genannt — der Sehnenlänge S_0 des Kronenbogens einer Bogenstaumauer zu ihrer größten Höhe H_0 festgelegt. Zur Festlegung der

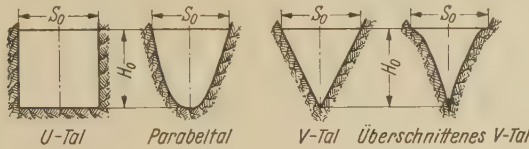


Abb. 1. Talformen.

Form des Talprofils wird auf einen Vorschlag von Tölke¹ zurückgegriffen, der wiederum auf von A. Sutherland² zurückgeht. Wird mit S die Sehnenlänge eines Bogens in der Höhe H über der Bauwerkssohle bezeichnet, so läßt sich die Talform mit genügender Genauigkeit durch das Potenzgesetz

$$S = S_0 \left(\frac{H}{H_0} \right)^{-1} = \alpha \left(\frac{H}{H_0} \right)^{\beta-1} H_0$$

darstellen, wobei noch von der Festlegung zu Punkt h) über die Talbreite Gebrauch gemacht wurde. Die Talformen für verschiedene Werte von β zeigt Abb. 1 und β wird demgemäß als Formziffer des Talprofils bezeichnet.

Als Bauwerk soll eine vollkommene Gleichwinkelmauer mit dem gleichen Zentriwinkel φ in allen Höhenlagen betrachtet werden. Der Krümmungsradius der Bogenmittellinie in der Höhe H über der Talsohle ist dann gegeben durch:

$$R_m = \frac{S}{2 \sin \varphi/2} = \frac{\alpha}{2 \sin \varphi/2} \left(\frac{H}{H_0} \right)^{\beta-1} H_0.$$

Als Mittelschnitt der Gewölbemauer wird für die weiteren Untersuchungen ein Dreiecksquerschnitt mit lotrechter Wasserseite und mit der Sohlenbreite λH_0 sowie aufgesetzter Krone in der Breite $0,2 \lambda H_0$ gewählt. Damit sind die Einflüsse zu h) und i) berücksichtigt und infolge der lotrechten Wasserseite treten vertikale Wasserdruckkomponenten nicht auf. Damit ist aber auch wegen $\gamma = 1 \text{ t/cm}^3$ der Einfluß des Wasserdruckes bei Vollstau gemäß Punkt a) festgelegt.

An Stelle der Angabe der zulässigen Beanspruchung des Staumauerbaustoffes wurde für die folgenden Untersuchungen die Bedingung aufgestellt, daß der Mittelquer-

schnitt der Mauer an ihrer höchsten Stelle unter der aufgeführten, bis zur Krone reichenden Wasserlast (Vollstau) und unter dem Einfluß des Eigengewichtes gerade noch zugspannungsfrei bleibt. Diese Forderung ist unabhängig von der jeweiligen Materialgüte, gestattet also

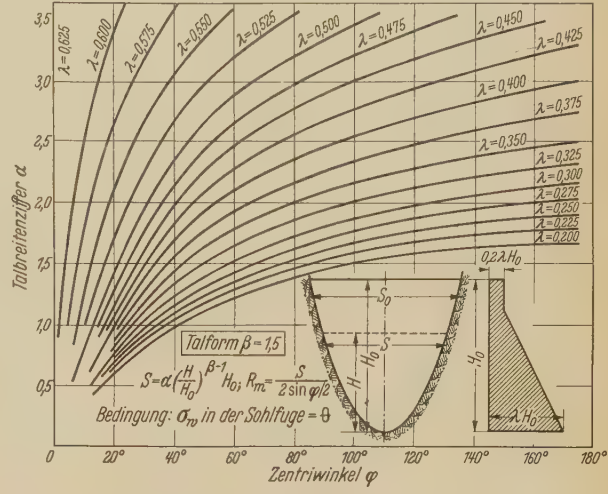


Abb. 2. Zusammenhang zwischen Spreizung α , Zentriwinkel φ und Mauerstärke λ .

den Vergleich einzelner Bauwerke untereinander und wird bei allen Bogenstaumauern nach den Bemessungsvorschriften der einzelnen Länder immer mehr oder weniger genau eingehalten.

Für eine bestimmte Spreizung α und für eine gewählte Talformziffer $\beta = 1,5$, d. h. für das am häufigsten vorkommende Parabeltal, wurde nunmehr unter der Annahme eines bestimmten Wertes von λ mit Hilfe eines einschnittigen Lastaufteilungsverfahrens — welches zur zweiten Gruppe der oben erwähnten Rechenverfahren gehört — die wasserseitige Spannung am tiefsten Punkt des Mauerfußes für verschiedene, über die ganze Mauerhöhe konstante Werte von φ ermittelt. Die Ergebnisse wurden als Ordinaten über der Abszissenachse φ aufgetragen und die verbindende Kurve gezeichnet. Die Schnittpunkte dieser Kurve mit der Abszissenachse ergab einen Zentriwinkel φ , für den die Bedingung des Verschwindens von Zugspan-

Tabelle 1.

I=Italien, Ö=Österreich, D=Deutschland, S=Schweiz, F=Frankreich, AUS=Australien, IRQ=Irak USA=Verein. Staaten von Nordamerika.

Bauwerk	Land	S_0 in m	H_0 in m	α	λH_0 in m	φ in °	λ		Fehler in %
							ausgeführt	nach Abb. 2	
Lumiei	I	124	131	0,95	15,60	102	0,115	0,120	— 4
Horse-Mesa	USA	130	90	1,45	17,60	122	0,195	0,160	+ 22
Gerlos	Ö	50	34	1,47	7,50	100	0,227	0,195	+ 16
Cat-Creek	USA	54,4	36,6	1,48	7,33	106	0,200	0,182	— 10
Oker	D	121	70	1,73	20,00	110	0,286	0,260	+ 10
Seminole	USA	135	72	1,88	24,10	102	0,335	0,300	+ 11
Mauvoisin	S	450	237	1,90	65,00	90	0,274	0,318	— 14
Möll	Ö	121	62	1,95	8,00	150	0,129	0,270	— 52
Marèges	F	165	84	1,93	18,20	144	0,217	0,278	— 22
Tumut-Pond	AUS	180	92	1,96	25,50	84	0,278	0,337	— 17
Salza	Ö	98	47	2,08	13,40	126	0,285	0,315	— 9
Limberg (Mittelteil)	Ö	259	120	2,16	45,00	96	0,375	0,355	+ 6
Dokan	IRQ	249	101	2,47	36,60	116	0,352	0,380	— 7
Limberg (Ges.-Profil)	Ö	303	120	2,52	45,00	104	0,375	0,390	— 4
Rossens	S	200	79	2,53	28,00	112	0,355	0,388	— 8
Hierzmann	Ö	144	55	2,62	17,60	116	0,320	0,390	— 18
Val Gallina	I	190	68	2,80	11,00	112	0,162	0,418	— 61
Gibson	USA	212	58,5	3,70	26,60	136	0,455	0,488	— 7
Pieve-di-Cadore	I	301	51	5,91	26,60	136	0,514	0,560	— 8

¹ Ludin-Tölke: Wasserkraftanlagen, Berlin 1934.
² A. Sutherland: Engng. (1936) S. 387.

nungen in lotrechter Richtung an der tiefsten Einspannstelle gerade noch erfüllt war. Für den gewählten Wert von $\beta = 1,5$ war damit ein zusammengehöriges Wertetripel $\alpha - \lambda - \varphi$ gefunden. Die Rechnungen wurden für verschiedene Werte von α und λ so lange wiederholt, bis eine

den USA (Abb. 3). Im ersteren Fall liegt eine überschnittene Talform vor und Abb. 2 ergibt zu hohe Werte für die Sohlstärke. Im zweiten Fall liegt annähernd ein U-Tal vor und Abb. 2 ergibt zu geringe Werte; dieses letztere Ergebnis wird noch dadurch verstärkt, daß bei dieser Staumauer größere Zugspannungen am wasserseitigen Kragträgerfuß zugelassen wurden.

Den Einfluß der Mauerform zeigt Abb. 4 mit einem Vergleich der Staumauer Val Gallina in Italien und der Staumauer Maréges in Frankreich. In beiden Fällen wurde durch Krümmung des Mauerquerschnittes in lotrechter Richtung bei der Ausführung eine beachtliche Reduktion der Sohlen-

stärke erzielt, was auf die Herabsetzung der wasserseitigen Zugspannungen durch die Wasserauflast und die Wirkung des Eigengewichtes zurückzuführen ist. Bei der Staumauer Val Gallina dürften darüber hinaus Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuß zugelassen worden sein.

Das Diagramm Abb. 2 gibt keinen Hinweis auf die Spannungen in den Bogenelementen, da solche Festlegungen bei seiner Aufstellung nicht berücksichtigt werden konnten. Bleiben die Zentriwinkel aber im Bereich von 100 bis 120°, so ist mit einem Auftreten wesentlicher Bogenzugspannungen jedoch nicht zu rechnen.

Um auch wirtschaftliche Gesichtspunkte in Betracht zu ziehen, wurde in Abb. 5 unter den gleichen Annahmen der Zusammenhang zwischen Spreizung α , Zentriwinkel φ und Mauerkubatur V für das Parabeltal dargestellt. Hierbei wurde die Mauer in fünf horizontale Lamellen zerlegt, die vertikale und radikale Querschnittsfläche jedes Ringes bestimmt und mit der Bogenlänge

$$L = R_m \varphi = S \frac{\varphi}{2 \sin \varphi/2} = \left(\frac{H}{H_0}\right)^{\beta-1} H_0 \frac{\alpha \varphi}{2 \sin \varphi/2}$$

multipliziert. Die Summierung der so gewonnenen Teilkubaturen ergab schließlich

$$V = 0,2924 H_0^3 \frac{\alpha \lambda \varphi}{2 \sin \varphi/2}$$

als Gesamtkubatur. Das Diagramm Abb. 5 gibt den Wert von $\frac{\lambda \varphi}{2 \sin \varphi/2}$ in Abhängigkeit von α und φ und zeigt für alle Werte ein ausgeprägtes Minimum der Kubatur ohne scharfe Abgrenzung. Aus dieser Abbildung kann bei ge-

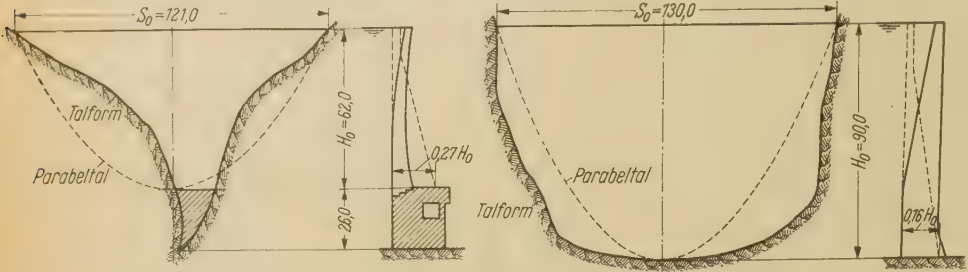


Abb. 3. Vergleich der Möll-Staumauer in Österreich (links) mit der Horse-Mesa-Staumauer in den USA (rechts).

genügende Anzahl von Tripeln der Werte $\alpha - \lambda - \varphi$ vorhanden war.

Aus diesen Tripeln wurde das Diagramm der Abb. 2 gezeichnet, die es erlaubt, bei gegebener Talform, Talbreite und Mauerhöhe, angenommener Mauerform mit Dreieck-

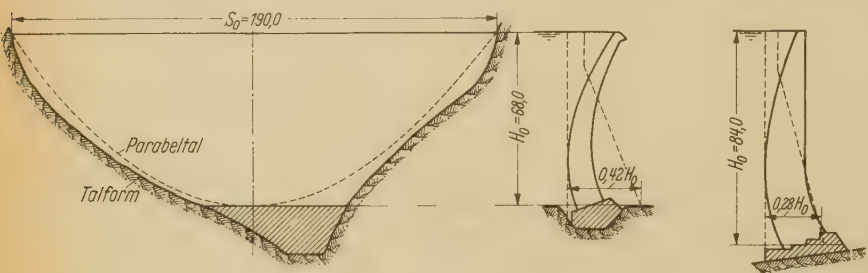


Abb. 4. Vergleich der Staumauer Val Gallina in Italien (links) mit der Staumauer Maréges in Frankreich (rechts).

querschnitt und gewähltem Zentriwinkel die notwendige Sohlenbreite, d. h. die luftseitige Neigung des Dreieckprofils sofort abzulesen. Gleiche Diagramme lassen sich, allerdings mit einiger Mühe, auch für andere Talformen aufstellen, jedoch kann darauf verzichtet werden, wie später noch gezeigt werden wird.

In Tabelle 1 ist eine Anzahl größerer Bogenstaumauern europäischer und außereuropäischer Länder zusammengestellt, und zwar unabhängig davon, ob die an der Sperrenstelle vorhandene Talform parabolisch oder wenigstens parabelähnlich ist, und ferner unabhängig davon, ob es sich bei dem Bauwerk um einen Gleichwinkeltyp oder einen Zylindertyp handelt. Für alle Objekte sind Talbreite S_0 , Kronenhöhe H_0 , die hieraus zu berechnende Spreizung α , Zentriwinkel φ und die Sohlbreite λH_0 angegeben. Alle diese Zahlen beziehen sich auf das ausgeführte bzw. projektierte Objekt, während in den letzten beiden Spalten Werte von λ angegeben sind, wie sie einmal am fraglichen Bauwerk ausgeführt wurden und wie sie sich andererseits nach der Abb. 2 bestimmen lassen. Wenn man die zahlreichen, oben erwähnten Vernachlässigungen berücksichtigt und voraussetzt, daß in Einzelfällen auch Zugspannungen an der wasserseitigen Einbindung zugelassen wurden, ist die Übereinstimmung im allgemeinen befriedigend. Werden aus Tabelle 1 noch diejenigen Bauwerke herausgegriffen, bei denen der Unterschied der Sohlenstärke der Ausführung zur Ablesung aus Abb. 2 mehr als 20 % beträgt, so ist die Übereinstimmung wesentlich besser, während sich in den vier ausgeschiedenen Fällen für die auftretenden Abweichungen die folgenden Begründungen geben lassen.

Den Einfluß des Abweichens der Talform vom Parabeltal zeigt deutlich ein Vergleich der Ergebnisse der Möll-Talsperre in Österreich und der Horse-Mesa-Talsperre in

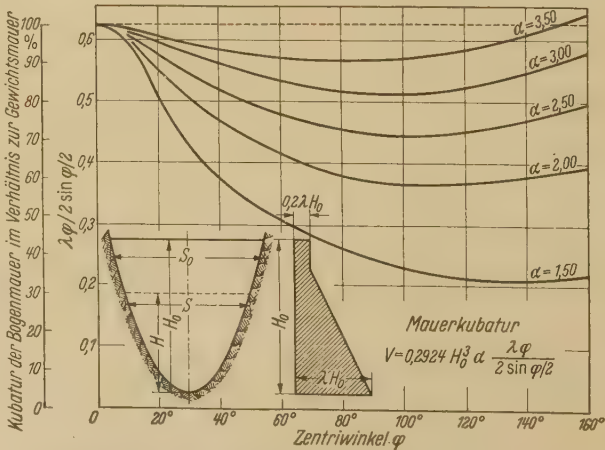


Abb. 5. Zusammenhang von Spreizung α , Zentriwinkel φ und Mauerkubatur V .

gebener Spreizung α der notwendige Zentriwinkel φ für das Minimum der Kubatur abgelesen und unter Zuhilfenahme der Abb. 2 die zur Ausnützung dieses Minimums erforderliche Mauerstärke bestimmt werden. Die aus dieser Abbildung abzulesenden Werte $\frac{\lambda \varphi}{2 \sin \varphi / 2}$ und die daraus mit Hilfe der obigen Formel zu ermittelnden Kubaturen können jedoch nur als relative Vergleichswerte aufgefaßt werden und werden von der Kubatur der Ausführung stark abweichen, da hierfür besonders die Talform, aber auch die Mauerform sehr entscheidend ist. Abb. 5 findet daher besser als Vergleichstafel der Kubatur einer Bogenstaumauer mit der einer geraden Schwerkheitsmauer Verwendung, die für $\varphi = \Theta$ ebenfalls in dem Diagramm mit enthalten ist. Eine entsprechende Vergleichsskala wurde daher dem Diagramm beigegeben. Der räumliche

Spannungszustand ist viel zu verwickelt und die auf ihn einwirkenden Einflüsse sind viel zu zahlreich, so daß nur die wesentlichsten davon bei Aufstellung der Diagramme berücksichtigt werden konnten. In allen Fällen wird zu prüfen sein, welcher Zentriwinkel mit Rücksicht auf die topographische und geologische Beschaffenheit der Widerlager noch zulässig erscheint und wie weit gegebenenfalls durch Anordnung von Kämpferverstärkungen die Felspressung herabzusetzen ist. Temperaturänderungen — verschieden in ihrer Größe je nach Klima und Sonnenbestrahlung und abhängig in ihrem zeitlichen Verlauf in Bezug auf den Vollstau von der Art der Speicherbewirtschaftung — können das Spannungsbild erheblich günstig oder ungünstig beeinflussen. Darüber hinaus treten noch weitere Faktoren auf. Trotzdem hofft der Verfasser mit diesen Diagrammen ein Hilfsmittel gegeben zu haben, das für Vorentwürfe und Vergleichsstudien nützlich sein kann.

Zementsilo, Kiessilos und Wasserbehälter aus Stahl bei der Baustelleneinrichtung der Mooserbodensperren des Tauernkraftwerkes Glockner Kaprun.

Von Dr. techn. Friedrich Meschan, Kaprun.

Allgemeines.

Im Jahre 1950 beauftragte die Tauernkraftwerke AG. als Bauherrin die „Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun“ mit dem Aushub für die Sperren am Mooserboden und 1951 die „Arbeitsgemeinschaft Sperren Mooserboden“ mit dem Bau der beiden Staumauern, der Mooser- und Drossensperre.

Im Rahmen der Baustelleneinrichtung für die Sperren mußten entsprechend den verwendeten 6 Korngruppen (0—1, 1—3, 3—10, 10—30, 30—80, 80—120 mm) 6 Kiessilos, ferner ein Zementsilo und ein Wasserbehälter gebaut werden. Die 6 Kiessilos mit einem Gesamtfassungsvermögen von rund 8000 m³ sind hintereinander in einer Reihe aufgestellt, über ihnen befindet sich in ganzer Länge die Kieseilbahnentladestation.

Der Zementsilo (J = 3500 t) steht neben der Entladestation der Zementseilbahn, die den losen Zement in geschlossenen Seilbahnwagen vom Kapruner Tal heraufbefördert. Der Zement wird in der Entladestation auf ein kurzes Förderband entleert, das von oben den Silo füllt. Außerdem ist im Dach des Silos eine Einfüllöffnung für den Kabelkran vorgesehen, falls man einen Teil des benötigten Zements mit dem Kabelkran von der Bergstraße aus zubringen will.

Der Wasserbehälter mit einem Fassungsvermögen von 300 m³ dient zur Versorgung der Betonfabrik (Johnson-turm) und der Sperrenbaustellen mit Nutzwasser.

Bei der Planung aller oben angeführten Behälter wurde angestrebt, die Bauwerke so zu konstruieren, daß sie

1. sich aus einer Anzahl von möglichst einfachen Einzelteilen leicht aufstellen und auseinandernehmen lassen und

2. daß diese Einzelteile so beschaffen sind, daß sich an einer anderen Baustelle nicht so großen Ausmaßes diese Behälter in verkleinerter Form wieder mit denselben Bestandteilen aufbauen lassen, ohne daß an diesen Teilen allzuvielen Änderungen notwendig sind.

Für die Herstellung von Behältern solch großen Ausmaßes, die den oben angeführten Bedingungen entsprechen, kommt nur Stahl in Frage. Für die Großraumsilos wurde die runde, bzw. vieleckige Form gewählt, während der Wasserbehälter viereckig ausgeführt wurde.

Der Zementsilo (J = 2580 m³ = 3500 t Zement).

Die Wandstiele bestehen aus St 37. Für die Silowandung wurden englische Behälterplatten verwendet, welche im Zuge der Kriegshandlungen durch die englischen Streitkräfte nach Steiermark gebracht und nach Kriegsschluß

dort an einen Schrotthändler verkauft wurden. Die Behälterplatten haben eine Größe von 1219 · 1219 mm, sind an den Rändern aufgekantet, in den senkrechten Kanten mit zahlreichen Schraubenlöchern versehen und waren von

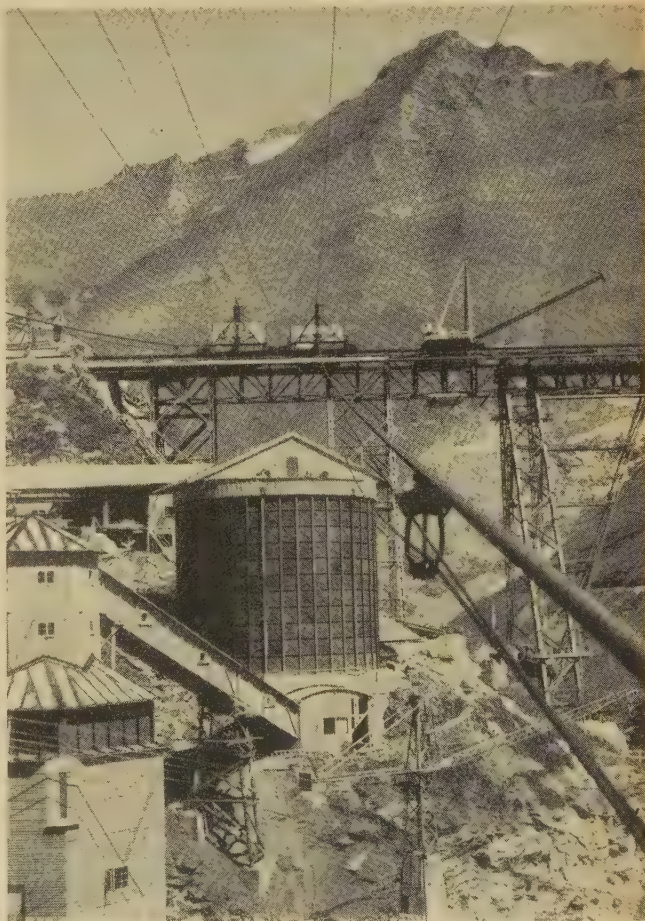


Abb. 1. Der Zementsilo, dahinter die Kabelkranfahrbahn.

den Engländern zum Bau von viereckigen Trinkwasserbehältern bestimmt. Die Platten waren in drei verschiedenen Wandstärken vorhanden, so daß sie nach oben mit abnehmender Stärke eingebaut werden konnten.

Zum Schutz gegen Ausbeulen trägt jede Platte eine kreuzförmig eingepreßte Rippe, die in der Mitte der Platte

die stärkste Erhebung hat und nach den Ecken zu sich verflacht (Abb. 1). In der Qualität stimmen die Tankplatten mit St-37 überein und lassen sich auch gut schweißen.

Der Zementsilo wurde als 40-Eck mit 11 Ringen gebaut, d. h. am Umfang eines jeden Ringes sind 40 Platten angeordnet und 11 Plattenreihen stehen übereinander, wobei der erste und zweite Ring von unten 6,35 mm, der dritte bis neunte Ring 4,76 mm und der zehnte und elfte

innen Laschen angeordnet, welche für den

1. und 2. Ring $t = 8$ mm,
3. und 4. Ring $t = 6$ mm,
5. bis 11. Ring $t = 5$ mm stark gemacht wurden.

Die Laschen wurden angeschweißt und die Schweißnähte haben entsprechend den oben angeführten Ringen die Stärken von 5,6 mm, 4,2 mm und 3,5 mm. Bei den Kiessilos wurde sinngemäß verfahren.

Soll der Silo abmontiert werden, muß die vertikale Lasche durchgebrannt werden. Bei der Neuaufrichtung mit veränderten Durchmesser muß ein neuer Grundring angefertigt und die Bühnenkonstruktion entsprechend abgeändert werden, die Wandteile dagegen können unverändert bleiben.

3 Kiessilos (Körnung 0—1, 1—3, 3—10 mm, $J = 3 \cdot 1280 \text{ m}^3$).

Für die Konstruktion der Siloaufbauten und der Wandstiele wurde St 37, für die Silowandungen die vorhin beschriebenen englischen Tankplatten verwendet (Abb. 2).

Der Kiessilo wurde als 33-Eck mit 8 Ringen gebaut, d. h., am Umfang jedes Ringes sind 33 Platten und 8 Plattenringe stehen übereinander.

Der 1. bis 5. Ring ist 4,76 mm stark, der 6. bis 8. Ring 3,18 mm.

Die Zuglaschen für die Ringbleche sind wie beim Zementsilo mit 6 mm, bzw. 5 mm Stärke ausgeführt, die Schweißnähte dementsprechend.

Während beim Zementsilo die Bühnenkonstruktion aus zwei schweren Fachwerkunterzügen besteht, auf denen die Querträger gelagert sind, ist beim Kiessilo infolge des kleineren Durchmessers nur ein Fachwerkunterzug notwendig, auf dem die Querträger liegen, die dann mit den Verbänden zusammen eine starre Scheibe bilden. In der Bühne befinden sich die mit Rosten abgedeckten Einfüllöffnungen, über denen die Kiesbahnwagen entleert werden. Über den Bühnen sind durchlaufend die hallenförmigen Aufbauten, in denen die Kieselbahnentladestation untergebracht ist (Abb. 3).

Die Abdeckung der Dächer erfolgte mit Holzschalung und aufgenagelter Dachpappe. Ansonsten sind die Kiessilos so wie der Zementsilo nach den gleichen Konstruktionsgrundsätzen, die sich durch die Verwendung der englischen Tankbleche ergeben, ausgeführt.

Nachdem die Ringlaschen mit den Blechen verschweißt sind, ergibt sich eine sehr steife Konstruktion und es wurde daher von der Anordnung eigener Windverbände zwischen den Silostützen abgesehen. Die Dachkonstruktion hat die bei diesen Ausführungen üblichen Verbände, welche ihre Kräfte über die Bühne in die Silowände ableiten.

3 Kiessilos (Körnung 10—30, 30—80, 80—120 mm, $J = 3 \cdot 1280 \text{ m}^3$) aus tonnenartig gekrümmten Blechen.

Diese 3 Silos bilden den Abschluß der Silogruppe gegen das Ende der Kieselbahnentladestation und haben dieselben Belastungsgrundlagen, wie die vorhin beschriebenen Silos aus englischen Blechen. Für die gesamte Konstruktion wurde wieder St 37 verwendet. Nachdem aber der Vorrat an englischen Tankplatten nicht mehr für einen Silo reichte, wurden diese Silos mit tonnenartigen Blechen ausgeführt, welche nach innen gewölbt sind und sich mit den abgekanteten Rändern an die Stützen anlehnen (Abb. 4).

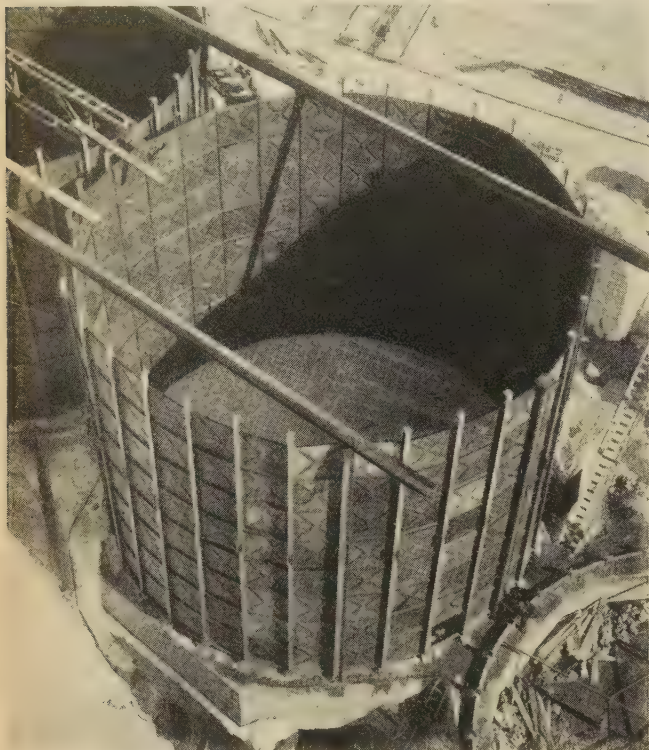


Abb. 2. Montage der Kiessilos.

Ring 3,18 mm stark sind. Unten stützt sich die Silowand auf einen Grundring, der aus kreisförmig gebogenen stählernen Γ -Profilen besteht, oben ist der Silo durch eine Bühnenkonstruktion abgeschlossen, die durch Verbände zu einer starren Scheibe ausgebildet ist. Die Ränder der Tankplatten können die auftretenden Ringzugspannungen nicht aufnehmen. Die Schrauben wären auf Kopfabreißen beansprucht und die Blechränder würden sich unter der außermittigen Zugkraft aufbiegen. Zur Überleitung der Ringspannungen von einer Platte in die andere wurden



Abb. 3. Kieselbahnentladung über den Silos.



SPANNBETONSTAHL U. -DRAHT
SPUNDWANDEISEN
STAHLRAMMPFÄHLE
PROFILE FÜR DEN STAHLBAU
SCHIENEN

für jede Beanspruchung

WALZWERKSPRODUKTE

aller Art

HÜTTENWERK RHEINHAUSEN AKTIENGESELLSCHAFT

Die Statik im Stahlbetonbau. Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik. Von Dr.-Ing. **Kurt Beyer**, o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage. Berichtigter Neudruck. 1948. Mit 1372 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. XII, 804 Seiten. Gr.-8°. 1948. Gebunden DM 66.—

Fachwerk und Rahmenwerk. Ein systematischer Grundriß der Statik des ebenen Tragwerkes. Von Dr.-Ing. **Walter Fries**. Mit 365 Bildern. X, 368 Seiten. Gr.-8°. 1953. Ganzleinen DM 42.—

Flächentragwerke. Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke. Von Dr. techn. Dipl.-Ing. **Karl Girkmann**, o. Professor an der Technischen Hochschule in Wien, wirkliches Mitglied der Österreichischen Akademie der Wissenschaften. Dritte, neubearbeitete und erweiterte Auflage. Mit etwa 280 Textabbildungen. Etwa 550 Seiten. Gr.-8°. 1954. (Springer-Verlag, Wien) (Unter der Presse.)

Rahmentragwerke und Durchlaufträger. Von Dr.-Ing. habil. **Richard Guldán**, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. Fünfte, unveränderte Auflage. Mit 435 Textabbildungen und 58 Tafeln. XV, 359 Seiten. Gr.-8°. 1952. (Springer-Verlag, Wien) Ganzleinen DM 33.60

Die Methode der Festpunkte. Von **Ernst Suter**. Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen mit Beispielen aus der Praxis, insbesondere von Stahlbetontragwerken. Dritte, neubearbeitete Auflage von Dipl.-Ing. **Ernst Traub**. Mit 232 Abbildungen und 7 Tafeln. XII, 216 Seiten. Gr.-8°. 1951. Ganzleinen DM 21.—

Kreuzwerke, Statik der Trägerroste und Platten. Von Dr.-Ing. **Hellmut Homberg**. Berat. Ingenieur für Brückenbau, Hagen i. W. (Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 8.) Mit 66 Abbildungen. VIII, 101 Seiten. 4°. 1951. Ganzleinen DM 15.—

Berechnung von einfachen und mehrfachen Rautenträgern. Von Dr.-Ing. **Maria Eßlinger**, Saarbrücken. (Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 9.) Mit 72 Abbildungen. VII, 117 Seiten. 4°. 1953. DM 15.—

Momenten-Einflußzahlen für Durchlaufträger mit beliebigen Stützweiten. Von Dr.-Ing. **H. Graudenz**. Mit 80 Zahlentafeln und 14 Abbildungen. IV, 90 Seiten. Gr.-8°. 1951. Steif geheftet DM 7.50

Lehrbuch des Stahlbetonbaues. Grundlagen und Anwendungen im Hoch- und Brückenbau. Von Dipl.-Ing. Professor Dr. techn. **Adolf Pucher**, Graz. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 321 Textabbildungen. X, 331 Seiten. Gr.-8°. 1953. (Springer-Verlag, Wien). Ganzleinen DM 32.—

Einflußfelder elastischer Platten. Von Dipl.-Ing. Professor Dr. techn. **Adolf Pucher**, Graz. Mit 10 Textabbildungen und 52 Tafeln. VIII, 13 Seiten. Quer-4°. 1951. (Springer-Verlag, Wien) Ganzleinen DM 27.70

Wärmespannungen infolge stationärer Temperaturfelder. Von Dipl.-Ing. Dr. techn. **Ernst Melan**, o. Professor an der Technischen Hochschule in Wien, wirkliches Mitglied der Österreichischen Akademie der Wissenschaften, und Dipl.-Ing. Dr. techn. **Heinz Parkus**, Professor am Michigan State College, East-Lansing, Michigan, USA. Mit 30 Textabbildungen. V, 114 Seiten. Gr.-8°. 1953. (Springer-Verlag, Wien). Ganzleinen DM 18.50

Praktische Mathematik für Ingenieure und Physiker. Von Dr.-Ing. **Rudolf Zurmühl**, Darmstadt. Mit 114 Abbildungen. XI, 481 Seiten. Gr.-8°. 1953. Ganzleinen DM 28.50

Matrizen. Eine Darstellung für Ingenieure. Von Dr.-Ing. **Rudolf Zurmühl**, Darmstadt. Mit 25 Abbildungen. XV, 427 Seiten. Gr.-8°. 1950. Ganzleinen DM 25.50

Integraltafeln. Sammlung unbestimmter Integrale elementarer Funktionen. Von Dr.-Ing. **W. Meyer zur Capellen**, Aachen. VIII, 292 Seiten. Gr.-8°. 1950. Ganzleinen DM 36.—

Leitfaden der Nomographie. Von Dr.-Ing. **W. Meyer zur Capellen**, Aachen. Mit 203 Abbildungen. IV, 178 Seiten. Gr.-8°. 1953. Ganzleinen DM 17.40

Der Silo wurde als 20-Eck mit 7 Ringen ausgeführt, wobei die Höhe eines Tafelringes 1500 mm beträgt. Die Schnittmaße der Blechtafeln betragen $1552 \cdot 2270$ mm, die Blechstärke 5 mm.

Zur Aufnahme der Auflagerkräfte der Wandtafeln wurde in jedem Blechstoß ein Zugband aus Flachstahl angeordnet. Zwischen je 2 Stützen ist ein Windverband angebracht, der mit den Stützen und Zugbändern ein Dreieckfachwerk bildet. Die Windkräfte aus dem Überbau werden über die Bühnenkonstruktion in diese senkrechten Windverbände eingeleitet.

Sollen diese Silos an einer anderen Baustelle wieder mit einem kleineren Durchmesser zur Aufstellung gelangen, so können die Stützen unverändert, nur in verminderter Anzahl, beibehalten werden.

Die Bleche werden untereinander einen kleineren Winkel bilden und nicht mehr flach am Steg der Säule anliegen, sondern dort einen keilförmigen Zwickel freilassen, der am einfachsten mit einem Stahlkeil oder einem Hartholzfutter ausgefüllt wird. Durch verhältnismäßig einfache Abänderungen kann also der Silo mit Tonnenblechen an anderer Stelle mit einem kleineren Durchmesser aufgespannt. Die Giebelwände wurden über Eck gegen die Längswände ebenfalls in jeden Blechstoß abgestellt werden. Die Bühnenkonstruktion muß natürlich auch dem neuen Durchmesser angepaßt werden. Die Ausführung der Silos in dieser Art hat noch den Vorteil, daß außen auf den Zugbändern mit einfachen Mitteln eine Verkleidungswand aus Holz oder Heraklith befestigt werden kann, während zwischen der Verkleidung und den gewölbten Blechen Platz für die Einbringung von Heizschlangen bleibt (Abb. 5). Die Silos am Mooserboden müssen heizbar sein, damit im Herbst bei auftretenden Frösten die Zuschlagstoffe nicht einfrieren.

Wasserbehälter für 300 m³.

Der Rest der noch vorhandenen englischen Tankplatten reichte gerade aus, um den in Abb. 6 dargestellten Wasserbehälter bauen zu können. Der Boden des Behälters besteht aus einer 30 cm starken Betonplatte, in der die Ankerschrauben eingelassen sind, die 4 Seitenwände werden aus den vorhin beschriebenen englischen Behälterblechen gebildet, das Dach des Behälters ist aus Holz ausgeführt und mit Dachpappe gedeckt.

Entsprechend den auftretenden Wasserdrücken, die in den Seitenwänden auch Biegemomente hervorrufen, sind die Wände gegen den Behälterboden mit Flachstahl abge-

spannt. Die Längswände bestehen in der Höhe aus 3 Blechtafeln ($3 \cdot 1219$ mm), welche in der Stärke nach oben zu kleiner werden und sind 11 Tafelbreiten lang. Die Giebelwände bestehen aus je $3 \cdot 5$ Tafeln. Die

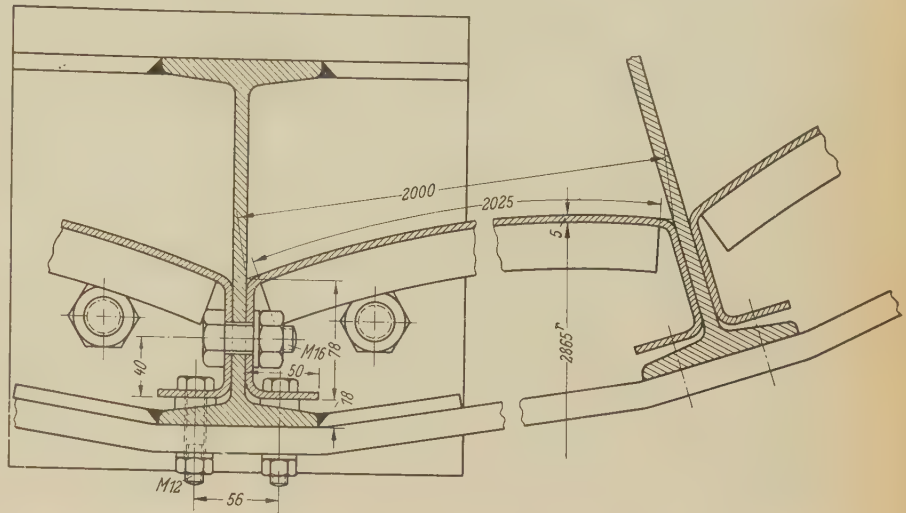


Abb. 4. Stützen und tonnenartige Wandtafeln für die Kiessilos.



Abb. 5. Montage der Kiessilos.



Abb. 6. Wasserbehälter auf der Höhenburg.



Abb. 7. Baustelleneinrichtung auf der Höhenburg.

lichten Innenmaße des Behälters sind $6096 \cdot 13431 \cdot 3695$ mm. Zwischen die Behälterplatten wurden als Abdichtung Schaumgummistreifen eingelegt, die mit den Verbindungsschrauben fest an den Blechrand gepreßt wurden. Bei den Zusammenstößen in den Ecken, wo mit dem Gummi die Herstellung einer vollkommenen Dichtung schwierig ist, wurde der Behälter innen mit Sika verschmiert, so daß er ganz wasserdicht wurde. Abb. 6 zeigt den fertigen Wasserbehälter auf der Höhenburg, Abb. 7 eine gesamte Ansicht der Siloanlagen.

Den Wasserbehälter, den Zement-silo und 3 Kiessilos, die alle mit Hilfe der englischen Behälterbleche gebaut wurden, lieferte und montierte die Waagner-Biró AG., Wien-Graz. Die 3 Kiessilos mit tonnenartigen Wandblechen lieferte und montierte die Vereinigte Österreichische Stahlwerke AG., Linz a. d. Donau. Die Fotografien stellte die Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun bei.

Die Brücke für die Umgehungsstraße Bacharach über die Eisenbahngleise der linken Rheinuferbahn.

Von Dr.-Ing. G. Franz, Frankfurt.

1. Beschreibung.

Unmittelbar nach dem Abzweig von der Uferstraße am südlichen Ende von Bacharach kreuzt die neue Umgehungsstraße unter einem Winkel von $19,5^\circ$ die zwei durchgehenden Gleise der linksufrigen Bahnlinie, sowie ein Auszugsgleis. Das Verwaltungsprojekt sah für den Brückenüberbau Stahlträger in Richtung der Straßenachse vor, die über dem Gleispaar 30 m und über dem Einzelgleis 19 m Stützweite besitzen sollten. Die Bauhöhe dieser Konstruktion betrug etwa 1,85 m.

Bei der Ausschreibung dieses Projektes legte die Firma Wayss & Freytag AG., Frankfurt a. Main, einen Sonder-vorschlag vor, der eine über beide Öffnungen durchgehende, vorgespannte Platte vorsah (Abb. 1). Bekanntlich spannen sich derartige schiefe Platten vorwiegend senkrecht zu den Widerlagern, so daß die Stützweiten der beiden Öffnungen auf 10,35 und 6,35 m vermindert wurden. Dementsprechend konnte die Stärke der Platte auf i. M. 95 cm verringert werden. Sie besitzt eine horizontale Unterfläche und ihre Oberfläche paßt sich der infolge der Kurve stark wechselnden Höhenlage der Straßendecke an, so daß die Stärke der Platte von 80–100 cm wechselt. Da damit zu rechnen ist, daß die in zwei Richtungen vorgespannte Platte rissefrei bleibt, wurde auf eine eigentliche Dichtung verzichtet und nur eine Verschleißschicht aus 4 cm Asphalt vorgesehen. Die glatte Unterfläche besitzt den Vorteil, daß die Rauchgase ungehindert abziehen können, so daß die Möglichkeit des Niederschlags und damit von Schäden, die allerdings bei Spannbeton ohnehin sehr gering ist, auf ein Minimum reduziert wird. Für die Wahl des Projektes war schließlich ausschlaggebend, daß neben einer Verminderung der Kosten für das eigentliche Bauwerk die Trasse der Straße um etwa 90 cm gesenkt werden konnte, wodurch die Aufwendungen für das Schütten der Rampe wesentlich vermindert wurden.

Die beiden Widerlager bestehen aus Stampfbeton und zeigen keine bemerkenswerten Eigenheiten. Für die Zwischenabstützung der Platte wurden runde Einzelsäulen

aus Beton vorgeschlagen, die ohne eine besondere Kopfausbildung unmittelbar die Platte unterstützen. Hierdurch entsteht ein möglichst freies Blickfeld unter der Brücke.

Die spitzen Enden der Platte im Grundriß sind abgeschnitten, da an diesen Stellen sonst zu große Drillungsmomente auftreten. Die Schnittkanten sind durch aus den Widerlagern ausgekragte Konsolen abgestützt.

Die Lagerung der Platte erforderte besondere Überlegungen, um ihre Formänderungen aus den Vorspannkraften sowie aus Kriechen, Schwinden und Verkehrslast mit einem Minimum an Zwang zu ermöglichen und zu vermeiden, daß sich die Widerlagerfugen ungleichmäßig öffnen. Aus diesen Gründen wurde die Platte an einer stumpfen Ecke festgelegt und das Lager an der gegenüberliegenden stumpfen Ecke als Pendelwand ausgebildet (Abb. 2). Auf diese Weise wurde die Verbindungslinie der beiden Lager festgelegt und alle übrigen Lager einschl. der Zwischenstützen als allseitig bewegliche Pendel ausgebildet. Lediglich an den spitzen Ecken ließ sich diese Pendelauf Lagerung auf den Konsolen der Widerlager nicht verwirklichen. Eine Zwängung an diesen Stellen bleibt jedoch von untergeordneter Bedeutung, da sich alle Kanten der Platte bei den genannten Formänderungen parallel zu sich selbst verschieben.

Die Gelenke wurden als reine Betongelenke ausgebildet, die sich seit über 20 Jahren vor allem im Ausland bestens bewährt haben. Sie erhalten nur eine ganz leichte durchgehende Bewehrung, während in den an die Gelenke anschließenden Betonkörpern eine kräftige Rostbewehrung infolge der Keilwirkung der konzentrierten Kräfte erforderlich ist.

Infolge der großen Schiefe der Platte treten an einigen Lagerpunkten infolge der Verkehrslast negative Stützkkräfte auf, welche die positiven Stützkkräfte aus Eigengewicht überwiegen. Die betreffenden Lager wurden gegen Abheben durch eine zentrisch geführte vorgespannte Bewehrung gesichert (Abb. 3).

2. Ausführung.

Die Schwierigkeiten der Bauausführung lagen in erster Linie in der beengten Baustelle und in dem außerordentlich regen Zugverkehr der Rheinfahrbahn, der eine Langsamfahrt nicht erlaubte. Nur das Gleis in der kleinen Öffnung konnte gesperrt werden, so daß diese in normaler Weise unterstützt wurde. Die große Öffnung mußte durch eine Trägerlage geringer Bauhöhe senkrecht zu den Gleisen überdeckt werden, zu deren Unterstützung man wegen der Schiefe des Grundrisses die mittlere Stützenreihe und das eine Widerlager durch Holzrüstung verlängerte.

Für den Überbau war die Betonqualität B 300 vorgesehen. Da die gesamte Platte rd. 660 m³ Beton enthält, mußte der Betonvorgang vorher genau überlegt werden, damit man keine unerwünschten Fugen erhielt. Man entschloß sich, die Platte in drei Abschnitten herzustellen und von einer spitzen Ecke ausgehend die Vortriebsfront stets möglichst schmal zu halten. Die Arbeitsfugen legte man senkrecht zu den Widerlagern, d. h. in die Haupttragrichtung. Sie werden von der sie durchsetzenden Querbewehrung unter Vorspannung gesetzt, wodurch die Übertragung der Momente und Querkkräfte gesichert ist.

Da die Platte in beiden Richtungen vorgespannt ist, enthält sie nur eine geringe Menge schlaffer Bewehrung. Außer den erforderlichen Einlagen für die Verteilung lokaler Stützen- und Ankerkräfte ordnete man eine durchgehende obere und untere Lage Baustahlgewebe an, die besonders im Anfangszustand bis zur Vorspannung Temperatur- und Schwindspannungen aufzunehmen hatte.

Die Vorspannbewehrung selbst besteht aus Drähten ϕ 5,2 mm des Sigma-Stahles St 165 vom Hüttenwerk Rheinhausen. Dieser besitzt eine Bruchfestigkeit von 16,5 t/cm² und eine Streckgrenze von 14,5 t/cm². Seine Formänderungen infolge Kriechens sind bis zu einer Spannung von 11,0 t/cm² praktisch gleich Null. Die Dauerstandfestigkeit dieses Stahles liegt bei etwa 95 % der Bruchfestigkeit und die Schwingfestigkeit bei schwelloser Beanspruchung umfaßt ein Intervall von 2,5 t/cm², ziemlich unabhängig von der Grundspannung. Als größte Beanspruchung wurde für diesen Stahl 9,9 t/cm² im Anfangszustand zugelassen, während sie nach Kriechen und Schwinden etwa 9,3 t/cm² beträgt. Der Vergleich mit den oben angeführten Festigkeitszahlen zeigt, daß die hierbei vorhandene Sicherheit ausreichend ist. Insbesondere ist festzustellen, daß von der größten Spannungsschwankung, die vom Stahl ertragen wird (2,5 t/cm²), nur etwa 20 % (0,5 t/cm²) durch die Verkehrslast in Anspruch genommen werden.

Je 12 Drähte werden nach dem Vorspannverfahren Wayss & Freytag—Freyssinet zu einem Bündel zusammengefaßt und um eine Stahldrahtspirale herumgruppiert, die später den Verpreßkanal bildet (Abb. 4 a). Diese Bündel werden mit einer Blechhülle versehen, gerade oder gekrümmt in die Schalung verlegt und erhalten an jedem Ende einen ringförmigen, spiralbewehrten Betonankerkörper, der nichts anderes als das vorgefabrizierte, verstärkte Ende des Bündelkanals aus besonders hochwertigem Beton darstellt (Abb. 4 b). Innerhalb dieses Ankerkörpers erweitert sich der Bündelkanal konisch und besitzt eine Panzerung aus dünnem, gezogenem Draht, dessen Festigkeit diejenige des Spannstahles noch übertrifft. Wenn daher die Drähte mittels eines Betonkeiles

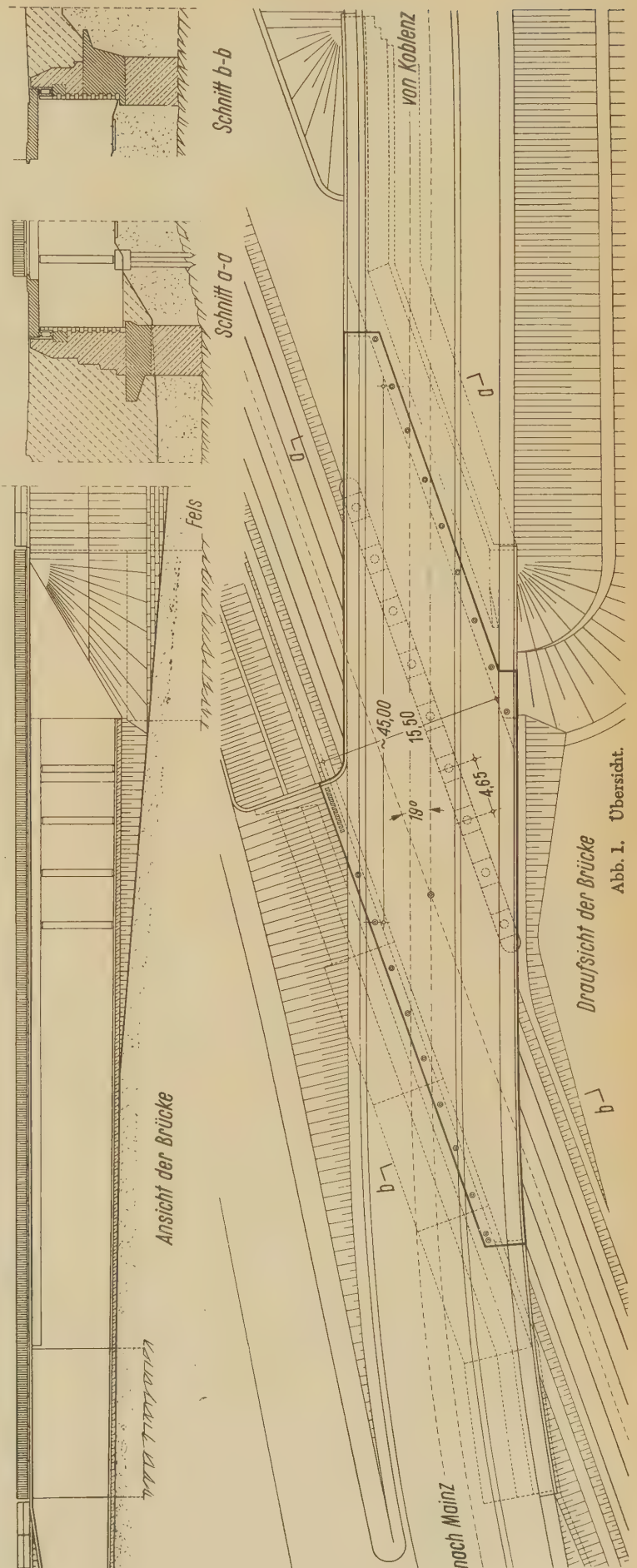


Abb. 1. Übersicht.

(Abb. 4 b) nach dem Vorspannen gegen diese Panzerung gepreßt werden, so drückt sich diese in die Drähte und hält sie nach Art eines Gewindes fest. Es handelt sich somit nicht um eine reine Reibungsverankerung. Die große Horizontalkraft aus dieser Verkeilung wird von der Spiralbewehrung der Ankerkörper aufgenommen.

Die eigentliche Bündelkraft wird nicht nur in der Fußfläche des Ankerkörpers, sondern auch auf seiner gesam-

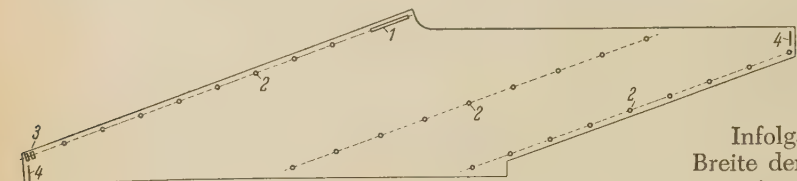


Abb. 2. Anordnung der Lager. 1 Festes Federgelenk; 2 Pendelstützen allseitig beweglich; 3 Rechteckpendel, einachsig beweglich; 4 Gleitlager, allseitig beweglich.

ten Mantelfläche, die zu diesem Zweck gewellt ausgebildet ist, in den umgehenden Beton eingetragen. Da hierdurch eine gewisse Sprengwirkung auf den umliegenden Beton ausgeübt wird, erhält er um jeden Ankerkörper herum eine Spiralbewehrung und unter der Fußfläche eine Rostbewehrung, die bei einer größeren Anzahl von Ankerkörpern durch einen durchgehenden Rost ersetzt wird.

Zum Anspannen der Bündel dient die bekannte doppelwirkende Spannpressen, die einen Zug- und einen Verkeilkolben besitzt (Abb. 4 c). An ersterem werden die Drähte mit Stahlkeilen paarweise festgeklemmt und bei seiner Betätigung die Verlängerung in dem sich zwischen Zylinder und Pressenkörper bildenden Spalt mit einer Schublehre gemessen. Nach der gewünschten Verlängerung wird der zweite Kolben betätigt, der den Betonkeil mit einer Kraft eintreibt, die etwa $\frac{2}{3}$ der Zugkraft beträgt. Beim nachfolgenden Ablassen des Druckes gleitet dann der Keil noch um ein gewisses Maß in den Ankerkörper nach, das beim

Spannen berücksichtigt wird. Versuche haben bewiesen, daß die Tragfähigkeit der Drähte eher als diejenige der Verankerung erschöpft ist.

Nach dem Spannen wird ein feiner Zementmörtel durch die Keile hindurch, die zu diesem Zweck in ihrer Mitte ein Stahlröhrchen besitzen, in den Bündelkanal eingepreßt. Am Ende dieses Vorganges wird der Fluß des Mörtels durch Zustopfen am Gegenende abgestoppt und der Druck im ganzen Kanal auf etwa 5 at gesteigert, wodurch alle Hohlräume sicher ausgefüllt werden. Zahlreiche Versuche und Schnitte haben bewiesen, daß diese Ausfüllung tatsächlich erreicht wird. Auch die gleichmäßige Rißverteilung bei bis zum Bruch belasteten Trägern beweist die Zuverlässigkeit dieses nachträglich hergestellten Verbundes.

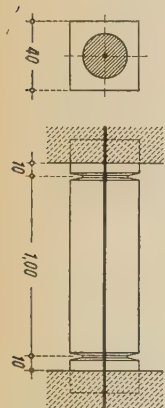


Abb. 3. Allseitig bewegliches Pendellager mit vorgespannter Verankerung.

Von besonderer Wichtigkeit ist die zuverlässige Einhaltung der Größe der Vorspannkraft. Diese wird sowohl an der Verlängerung während des Vorspannens als auch an dem angewandten Wasserdruck gemessen. Aus dem Verhältnis dieser beiden Größen kann man auf die Reibungsverhältnisse im Bündelkanal schließen und die Vorspannkraft gegebenenfalls dementsprechend steigern. Auch die Betonzusammendrückung und damit der Verlust an Vorspannkraft bei den zuerst gespannten Bündeln infolge der später gespannten Bündel wird berücksichtigt. Schließlich kann man aus den Verformungen des vorgespannten Bauteiles auf die Größe der Vorspannkraft zurückschließen und erhält damit eine dritte Kontrolle.

3. Berechnung.

Eine analytische Berechnung der Platte war angesichts der großen Schiefe und der Durchlaufwirkung über zwei Öffnungen nicht möglich. Das Tabellenwerk von Nielsen [1] umfaßt nur einfeldrige Platten und es besteht keine Möglichkeit, den Zusammenhang zweier Felder, der bei schiefen Platten eine besonders große Rolle spielt, damit einigermaßen zu erfassen. Ferner sind die Nielsen'schen Tafeln für Verkehrslasten ohnehin nur mit gewisser Vorsicht zu gebrauchen, da die verhältnismäßig grobe Lasterteilung nur die Mittelwerte für die Momente der einzelnen Seiten der rautenförmigen Felder liefert.

Infolge der im Verhältnis zu den Spannweiten großen Breite der Brücke kann man immerhin die Beanspruchungen eines mittleren Streifens senkrecht zu den Widerlagern näherungsweise als Teil einer unendlich langen Streifenplatte untersuchen, etwa nach Bittner oder



Abb. 4a. Querschnitt durch ein Bewehrungsbündel aus 12 Drähten $\varnothing 5$ mm mit Blechhülle.

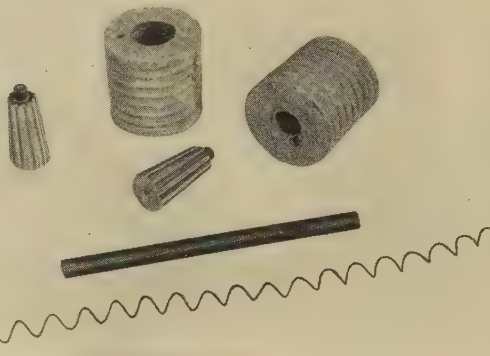


Abb. 4b. Betonankerkörper Freyssinet, Betonkeil für 12 Drähte $\varnothing 5$ mm und Innenspirale des Bündels, dicht an dicht und gestreckt.

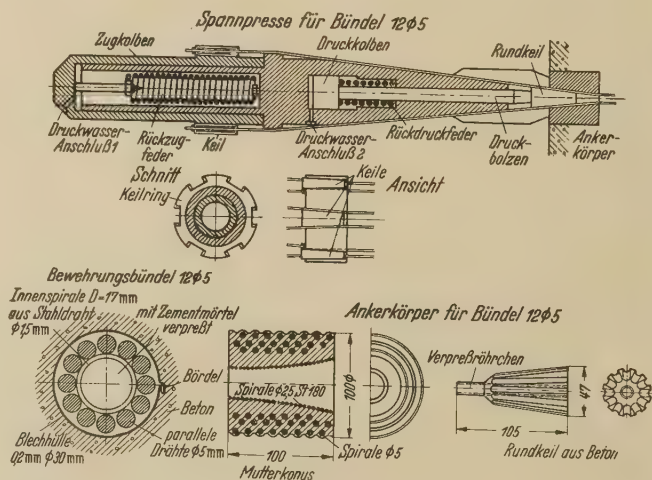


Abb. 4c. Doppeltwirkende Spannpressen.

Olsen-Reinitzgruber [2]. Die erste Quelle gestattet auch die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung. Über die Schnittkräfte in den Randstreifen und Zwickeln vermögen diese Tabellen jedoch nichts auszusagen.

Da analytisch auf keine Weise eine auch nur angenäherte Grundlage für die Beurteilung der Spannungen an

den Rändern vorhanden war, wurde die experimentelle Berechnung der Platte ins Auge gefaßt und zu diesem Zweck ein Modell der Platte aus Plexiglas im Maßstab 1:50 angefertigt und auf einem kräftigen, hölzernen Grundrahmen gelagert (Abb. 5). Es erhielt eine Anzahl von Bohrungen in ausgezeichneten Punkten, in denen man die Platte belasten wollte. Aus den Durchbiegungen und Krümmungen der Platte beabsichtigte man Anhaltspunkte

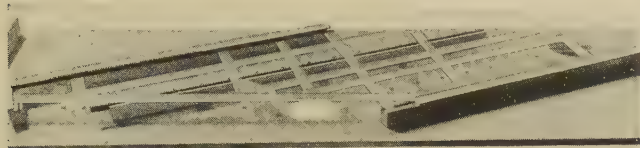


Abb. 5. Modell der schiefen Platte aus Plexiglas.

für die Bemessung zu gewinnen, indem man hieraus Zustands- und Einflußflächen der Momente ableitete.

Diese Methode schien einfacher und billiger als das optische Modellmeßverfahren, daß in der Schweiz für einen schiefen Rahmen verwendet worden ist [3].

Zunächst waren einige grundsätzliche Fragen zu klären:

a) Linearität. An einem Plexiglasstreifen wurde festgestellt, daß sich bei einer Lagerung als einfacher Balken die Durchbiegungen proportional zu den Lasten verhielten,

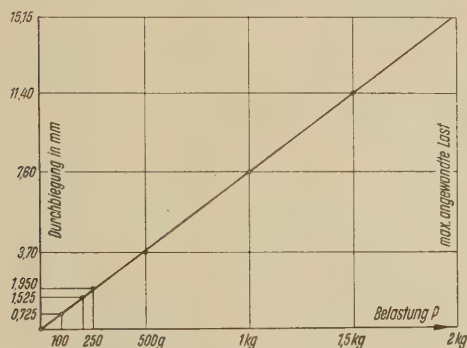


Abb. 6. Durchbiegung als Funktion der Last.

so daß das Hooksche Gesetz im Rahmen der vorgesehenen Deformationen als gültig angesehen werden konnte (Abb. 6).

b) Elastizität. Aus der Größe der Durchbiegungen eines schmalen, als Balken gelagerten Plexiglasstreifens konnte auf die Elastizitätszahl E geschlossen werden, wobei sich jedoch eine Abhängigkeit von der Temperatur zeigte. E wurde daher für jede Versuchsreihe bestimmt und zu 31 000 bis 32 000 kg/cm² gefunden.

c) Querdehnung. An einer frei aufliegenden, quadratischen Platte, deren Schnittkräfte nach den angegebenen Quellen genau berechnet werden können, wurden für Rand- und Mittenbelastung die Deformationen gemessen. Die Querdehnungszahl macht sich bekanntlich bei der Randzone wesentlich stärker als bei der Mittelzone bemerkbar und wurde durch Messung der Krümmung k parallel (x) und senkrecht (y) zu einem freien Rand zu 0,3 ermittelt. Da an diesen Stellen stets $M_y = 0$ sein muß, ist dort $k_y = \mu k_x$, daher $\mu = k_y / k_x$.

d) Zeitdehnung. Plexiglas hat mit Beton die merkwürdige Eigenschaft gemeinsam, daß sich die Durchbiegungen nach der Belastung erst im Verlaufe von einigen Minuten stabilisieren, wenn man vom eigentlichen Kriechen, das sich über längere Zeiträume erstreckt, absieht. Dieser Zuwachs der momentanen Formänderung liegt in der Größenordnung von 10 bis 20 % innerhalb der drei nächsten Minuten nach der Belastung. Dieser Formänderungsanteil wird nach der Entlastung fast ganz wiedergewonnen, stellt sich aber ebenfalls erst nach einigen Mi-

nuten wieder ein. Diese Erscheinung ist noch wenig erforscht und wird in Frankreich als „déformation différée“ [4] bezeichnet. Sie ist wegen ihrer Umkehrbarkeit vom eigentlichen Kriechen durchaus zu unterscheiden. Wegen dieser Eigenart des Plexiglasses wurden bei den Versuchen einheitlich die Durchbiegungen stets nach einem gewissen Zeitintervall nach der Belastung (20 Sekunden) abgelesen, um nicht auf den stabilen Zustand warten zu müssen. Eine leichte Überschreitung der Last führte zu einer rascheren Stabilisierung und erwies sich ebenfalls als brauchbares Mittel, um diese Zeitformänderung zu eliminieren.

e) Abmessungen. Während sich die Grundrißabmessungen leicht genau genug einhalten ließen, war die wechselnde Stärke des serienmäßig hergestellten Plexiglasses ein gewisser Unsicherheitsfaktor. Die mit der Mikrometerschraube gemessene Stärke schwankte zwischen 2,9 und 3,1 mm, was immerhin im Trägheitsmoment und damit in der Krümmung eine Schwankung von etwa 10 % bedeutet. Da die Platte aber ebenfalls keine konstante Dicke besitzt, sind Modell und Wirklichkeit mit etwa gleich großer Ungenauigkeit behaftet. Das Ergebnis der Messungen ist aber immer noch wesentlich genauer als jede mögliche analytische Abschätzung.

Für die Messung der Formänderungen wurden zwei verschiedene Meßverfahren entwickelt, welche die großen Umstände der in der Schweiz angewandten Neigungsmessungen mit aufgeklebten Spiegeln und optischen Hilfsmitteln umgehen [3]. Sie fußen auf der Messung der Durchbiegungen und Krümmungen.

a) Durchbiegungsmessung. Das Modell aus Plexiglas besaß eine Länge von etwa 1 m und war auf



Abb. 7a. Modell der schiefen Platte — Grundriß.

einem kräftigen Holzrahmen gelagert (Abb. 7 a und 7 b). Zur Messung dienten fünf Meßbuhrn mit einer Anzeigegenauigkeit von $1/100$ mm, die an einer versetzbaren stählernen Traverse befestigt waren. Es wurde zur Ausschaltung von Deformationen der Grundplatte, von Lagerungsfehlern der Traverse usw. grundsätzlich vermieden, diese während einer Messung umzusetzen, so daß für jede Stel-

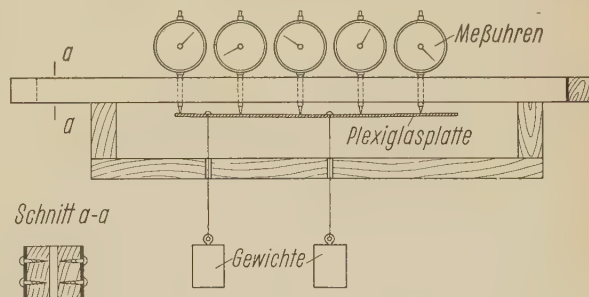


Abb. 7b. Modell auf hölzernem Grundrahmen mit Traverse und Meßbuhrn.

lung eine Be- und Entlastung durchgeführt wurde. Die Nullstellung der Platte spielte eine untergeordnete Rolle, da stets nur die Differenz zwischen belastetem und unbelastetem Zustand abgelesen wurde. Die Belastung bestand entweder aus einem Einzelgewicht, das in verschiedenen Punkten angehängt wurde, oder aus zwei Reihen von kleineren Gewichten, die gleichzeitig in den beiden Feldmitten angebracht wurden, wodurch man den Zustand „Eigen-

anbringen und das Instrument auf verschiedene Querschnitte stellen, wobei man jeweils eine Be- und Entlastung durchführt (Abb. 11).

Ein besonderer Vorteil dieser Methode ist, daß man durch vorsichtiges Drehen unmittelbar die Richtung der Hauptkrümmungen feststellen kann.

Dieses Instrument erwies sich im Gebrauch als erheblich handlicher, vor allem für die Ermittlung von Einflußflächen, als die Durchbiegungsmessung.

c) Genauigkeit der Verfahren. Die unmittelbare Ausmessung der Krümmungen für bestimmte Plattenpunkte, die als Mitten einer unendlich langen, einfeldrigen Streifenplatte betrachtet werden konnten, ergab mit den oben angeführten Werten von E und μ positive Einflußordinaten in den Mittelpunkt von $e_x = 0,25$ und $e_x = 0,20$. Die Tafel von O.-R. liefert unter Berücksichtigung der Lastverteilung auf 6 mm $e'_x = e'_y = 0,38$. Die Mittelbildung

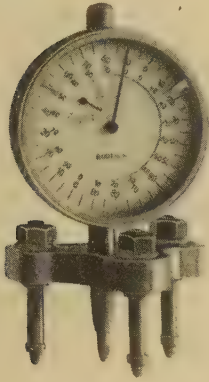


Abb. 10. Krümmungsmeßgerät.

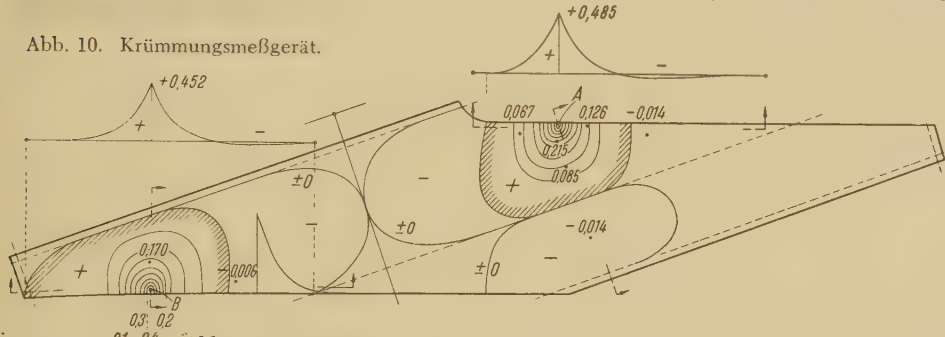


Abb. 11. Einflußflächen der Krümmung für zwei Randpunkte, A und B.

über die Länge der Meßstrecke (Abb. 12) ergab dann $e_x = 0,25$ und $e_y = 0,20$, so daß eine Abweichung von den gemessenen Werten erst in der dritten Stelle festzustellen wäre. Die Genauigkeit des Meßverfahrens ist also größer als die übrigen Voraussetzungen unserer Festigkeitsberechnungen. Hierzu führt auch folgende Überlegung:

Die dimensionslose Einflußordinate e_x ergibt das Moment M_x durch Multiplikation mit der Last in der Dimension tm/m oder kgm/m. Sie kann daher vom Modell ohne weitere Umrechnung auf die natürliche Größe übertragen werden. Nun ist für die Last 1

$$e_x = D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = D \left(\frac{1}{R_x} + \mu \frac{1}{R_y} \right) = D (K_x + \mu K_y),$$

$$D = \frac{E d^3}{12 (1 - \mu^2)} = \frac{310 \cdot 3 \cdot 10^3}{12 \cdot 0,91} = 770 \text{ kgmm}$$

$$K = \frac{f}{200} \left| \frac{1}{m} \right| = \frac{f}{200} 10^{-3} \left| \frac{1}{mm} \right| f \text{ in } 0,001 \text{ mm}$$

$$e_x = 770 \frac{10^{-3}}{200} (f_x + \mu f_y) = 0,00385 (f_x + 0,3 f_y).$$

Die Ablesung von einem Teilstrich der Meßuhr $1/1000$ mm ist also gleichbedeutend mit rd. 0,004 tm/m. Wenn man dem Modell die gleichen Steifigkeitsverhältnisse wie dem Bauwerk bei geometrischer Ähnlichkeit gäbe, dann wäre

$$E = E_b = 340\,000 \text{ kg/cm}^2 = 3400 \text{ kg/mm}^2,$$

$$d = \frac{900}{50} = 18 \text{ mm},$$

$$D = \frac{3400 \cdot 18^3}{12 \cdot 0,91} = 1\,820\,000 \text{ kgmm},$$

$$e_x = 1\,820\,000 \frac{10^{-3}}{200} (f_x + \mu f_y) = 9,10 (f_x + 0,3 f_y).$$

Ein Teilstrich der Meßuhr wäre in diesem Falle gleichbedeutend mit 9,1 tm/m. Die Genauigkeit wäre also nicht hinreichend. Man erkennt hieraus, daß es für die Genauigkeit entscheidend wichtig ist, ein geeignet elastisches Material für das Modell zu finden und die Abmessungen so zu wählen, daß die Meßgrößen dem Meßgerät angepaßt sind.

Man sieht deutlich, worauf es ankommt, wenn man den Zusammenhang zwischen der Meßgröße $K = 1/R = f/200$ und dem Biegemoment je Längeneinheit betrachtet. Dieses beträgt bei einer Platte für eine Einzellast $M = EI/R = EIK = cP$, wobei c nur von dem Lastort, nicht von der absoluten Größe der Platte und ihre Steifigkeit abhängt.

Für ein gegebenes Meßinstrument mit der Basis e muß mithin der Nenner EIf konstant sein, welches Material und welche Stärke man auch wählt. Um ein gut meßbares f zu erhalten, muß man daher E und I klein halten, d. h. eine dünne Platte aus biegsamem Stoff wählen.

Die mittelbare Ermittlung der Krümmungen aus den Biegelinien durch graphische, zweimalige Differentiation bringt naturgemäß eine Abschleifung der Meßgenauigkeit mit sich. Die Genauigkeit der Ergebnisse dürfte daher etwa gleich der anderer ähnlicher graphischer Berechnungen mit Hilfe der Biegelinie sein und für praktische Zwecke

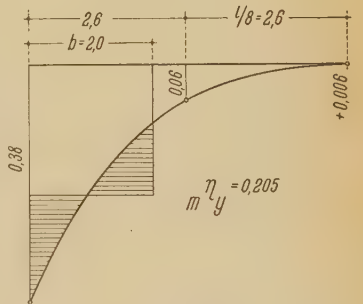
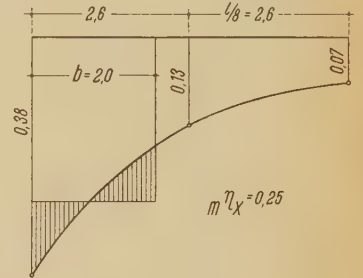


Abb. 12. Berechnung der mittleren Einflußordinate nach O.-R. für die Basis des Krümmungsmeßgerätes.

ausreichen. Da die Entfernung der Meßpunkte aber aus praktischen Gründen größer als bei dem anderen Verfahren gewählt werden muß, lassen sich örtliche Momentenspitzen nicht so sicher erfassen. Ferner ist das Aufsuchen der Hauptmomentrichtungen mit dem Krümmungsmeßgerät einfacher.

Um einen Überblick über die Leistungsfähigkeit und Genauigkeit des Meßverfahrens zu erhalten, haben wir eine Anzahl rechteckige, zweiseitig gelagerte Platten untersucht, deren Einflußflächen auch aus Tabellen (O.-R. [2]) entnommen werden können. Die Ergebnisse für einige charakteristische Schnitte sind in den Abb. 14—17 aufgetragen. Tabellen- und Meßwerte stimmen nicht vollständig überein, da erstere nur für $\mu = 0$ und teilweise für $\mu = 1/6$ berechnet sind, während das verwendete Plexiglas etwa $\mu = 1/3$ aufweist.

Am besten ist die Übereinstimmung bei dem schlanken Streifen ($b:l = 1:10$), der als einachsig gebogener Balken wirkt (Abb. 14). Die Querbiegung fällt bei ihm ja fort, d. h. es ist für alle mittleren Querschnitte $M_y = 0$. Infolgedessen ergibt sich

$$M_y = \frac{EI}{1 - \mu^2} (K_y + \mu K_x) = 0 \text{ d. h. } K_y = -\mu K_x \text{ und}$$

$$M_x = \frac{EI}{1 - \mu^2} (K_x + \mu K_y) \frac{EI_2}{1 - \mu} = (K_x - \mu \cdot \mu K_x) = EI K_x.$$

Infolge dieser Unabhängigkeit von μ stimmen die rechnerischen und gemessenen Werte von M_x praktisch genau überein, wodurch die voll befriedigende Genauigkeit des Meßverfahrens nachgewiesen wird.

Man kann an Hand des schmalen Streifens ferner, noch besser als am Rand einer breiten Platte, die Querdehnungszahl μ ableiten. Bei einer in y -Richtung konstanten Belastung ist ja der Streifen bestrebt, sich in dieser Richtung um das Maß

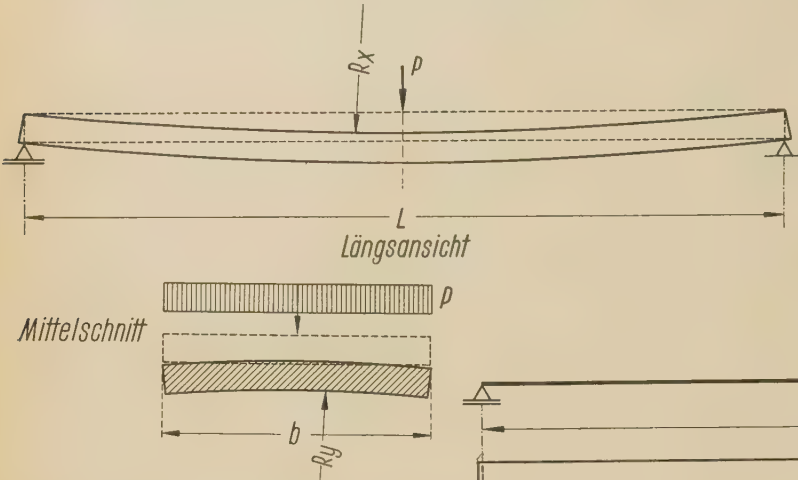


Abb. 13. Längs- und Querkrümmung eines schmalen, auf Biegung beanspruchten Streifens.

$K_y = -\mu K_x$ zu krümmen (Abb. 13), weil durch die Querdehnung die Druckzone breiter und die Zugzone schmäler wird. Das Minuszeichen weist darauf hin, daß R_x und R_y auf verschiedenen Seiten der Platte liegen.

Diese Querbiegung wird nun bei der vorausgesetzten Belastung nur durch die gerade bleibenden Auflager behindert. Diese spielt also nur die Rolle einer Randstörung, die bekanntlich in einiger Entfernung davon rasch abklingt.

Bei unserem schmalen Streifen ist nun in einem Abstand etwa gleich der Breite vom Ende aus nichts mehr von dieser Behinderung der Querbiegung zu merken. Wir haben auf diese einfache Weise durch Krümmungsmessung in Längs- und Querrichtung am belasteten Streifen $\mu = -K_y/K_x = -0,30 \div 0,34$ gefunden.

Zu den gezeigten Diagrammen ist noch zu bemerken, daß sich bei den Ordinaten in den Lastpunkten selbst naturgemäß gewisse Abweichungen zeigen. Diese haben zwei Gründe:

a) Die Messung liefert nur den Mittelwert der Krümmung innerhalb der Meßstrecke, worauf nur angenähert in Verbindung mit dem anschließenden Verlauf auf den Größtwert geschlossen werden kann.

b) Die Theorie liefert für eine Punktlast ein unendlich großes Moment und nur für eine endliche Lastflächengröße einen bestimmten Wert. Es ist bei dem Modellverfahren praktisch unmöglich, die entsprechende Krafteintragung zu verifizieren, da die Lastfläche ja nicht nur eine bestimmte Größe besitzen, sondern auch sich der Platte entsprechend verbiegen müßte, also nicht starr sein dürfte.

Die Momentenspitzen besitzen jedoch für die Bemessung keine Bedeutung, da infolge der endlichen Plattenstärke ein Ausgleich eintritt. Daher genügt die durch das Meßverfahren selbsttätig gegebene Mittelwertbildung, wobei jedoch darauf zu achten ist, daß die Größe der Meßbasis im richtigen Verhältnis zu den Abmessungen des Bauwerkes steht.

4. Bemessung der Biegebewehrung.

Es erwies sich als praktisch undurchführbar, die Lage der vorgespannten Bewehrung den Richtungen der Hauptmomente anzupassen. Man ordnete daher zwei Scharen von Bündeln in Richtung der kleinsten Spannweiten und senkrecht dazu an (Abb. 18).

a) Hauptspannrichtung. Die Bewehrung senkrecht zu den Widerlagern hat die größeren Momente aufzunehmen und wurde daher in ihrer Lage diesen angepaßt (Abb. 19). Mit Rücksicht auf ihre verhältnismäßig geringe Länge ließ man alle Bündel von Rand bis Rand durchgehen. Die Durchlaufwirkung über zwei Felder ließ, wie bei durchlaufenden Balken, die Möglichkeit offen, daß durch die Verformung infolge Vorspannung zusätzliche Stützkräfte auftreten. Wegen der gleichförmigen Bündelverteilung genügte die Untersuchung eines Streifens, an dem nachgewiesen wurde, daß die „stabile Bündellage“ fast eingehalten worden war.

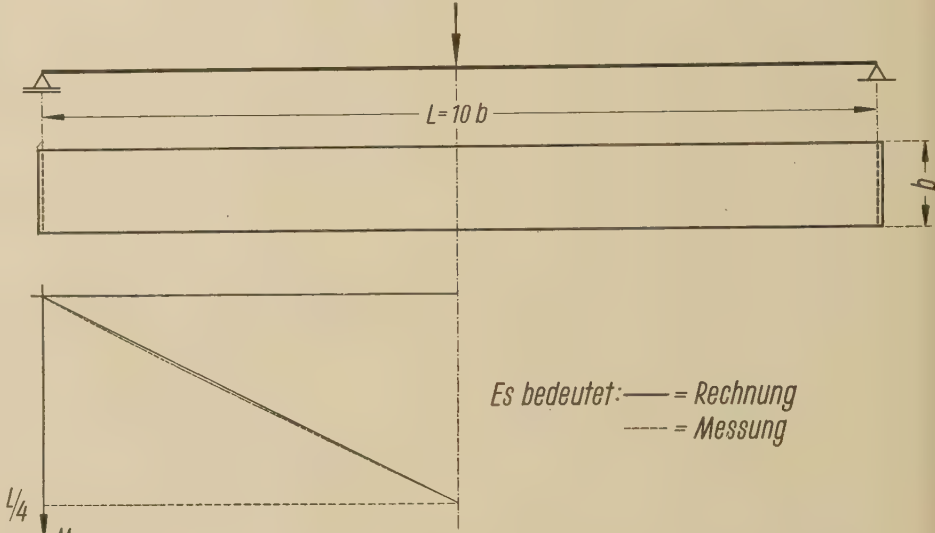


Abb. 14. Momenten-Zustandslinie (gleich Einflußlinie des Mittelschnittes) eines schmalen Plattenstreifens $b:l = 1:10$.

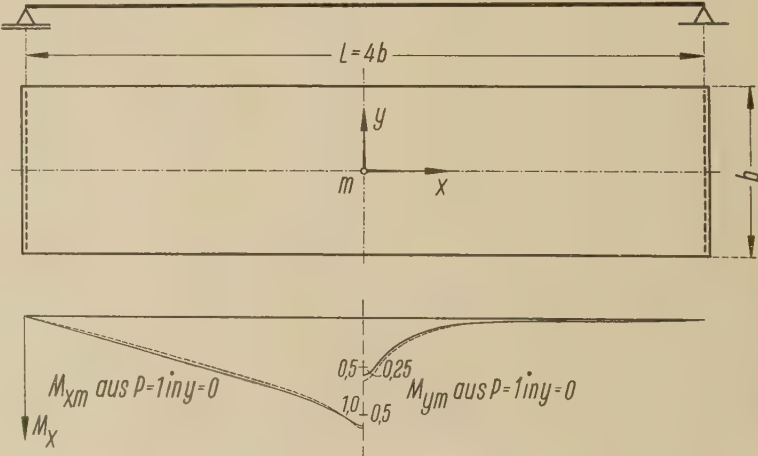


Abb. 15. Momenteneinflußlinien für den Mittelpunkt eines Plattenstreifens $b:l = 1:4$.

Diese ist dadurch ausgezeichnet, daß bei ihr die Zusatzstützkräfte verschwinden [5]. Man konnte daher mit genügender Genauigkeit die Vorspannungen berechnen aus

$$\sigma_v^{o,u} = \frac{V}{F} \left(1 \mp \frac{y}{k_{u,o}} \right)$$

$\sigma_v^{o,u}$ = Spannungen am oberen und unteren Rand infolge Vorspannung

V = Vorspannkraft je m

F = Querschnittsfläche je m

y = Exzentrizität des Schwerpunktes der Bündelachsen

$k_{u,0}$ = Kernweiten = $d/6$

Die größte Betonpressung ergab sich zu 34 kg/cm^2 bei voller Vorspannung.

b) Querspannrichtung. Wenn man die Querbündel

sie infolge der Konsolauflagerung Bieungs- und Torsionsbeanspruchungen erhalten, die aus den Stützkraften und Lasten abgeleitet werden konnten. Die Vorspannbewehrung reicht an diesen Stellen zur Aufnahme der Momente nicht aus, und es war einfacher, eine schlaife Bewehrung zu verwenden als zusätzliche kurze Vorspannglieder einzulegen.

5. Stützkraften.

Die Verteilung der Stützkraften über die Endauflager ist ebenfalls nicht analytisch erfaßbar. Man zog daher hierfür wieder das Modell zu Rate und belastete dieses zunächst mit zwei Reihen von Gewichten in den Feldmitten proportional zu den Spannweiten, um den Eigengewichtszustand zu untersuchen. Hierbei hoben sich im kürzeren Feld sowohl die stumpfe als auch die spitze Ecke ab. Man beschwerte diese mit Gewichten so lange, bis sie wieder satt auflagen. Diese Zusatzlasten, vergrößert im Verhältnis der Eigengewichtslasten von Modell und Wirklichkeit, ergaben die zu erwartenden Verankerungskräfte der äußeren Lager. Die positiven Drücke in den übrigen Stützpunkten wurden parabolisch verlaufend derart angenommen, daß ihre Summe mit der Stützkraft eines Zweifeldbalkens mit den Stützweiten senkrecht zu den Widerlagern übereinstimmte (Abb. 20 a).

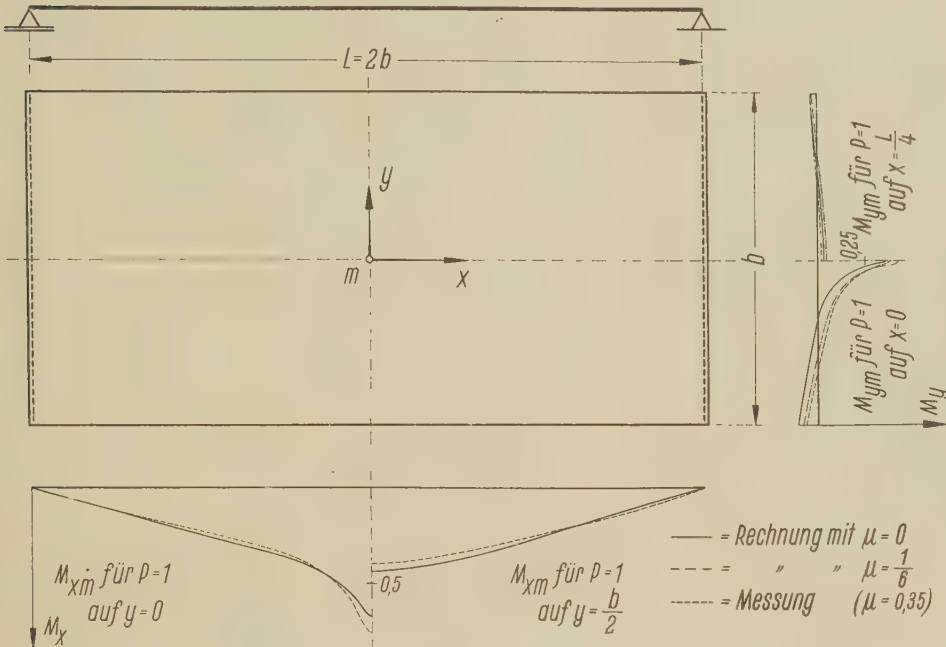


Abb. 16. Momenteinflusslinien für den Mittelpunkt eines Plattenstreifens $b:l = 1:2$.

ebenfalls dem Verlauf der Bieungsmomente in dieser Richtung angepaßt hätte, so hätte man Verkrümmungen der Platte in dieser Richtung erzeugt, die durch die Auflager aber wieder behindert worden wären. Die Folge davon wäre ein sehr unübersichtlicher Bieungszustand, der auch mit zusätzlichen Bieungsmomenten in der Hauptrichtung verbunden gewesen wäre [6]. Um diesen Schwierigkeiten aus dem Wege zu gehen, spannte man die Platte in der Querrichtung zentrisch vor. Hierfür sprach auch, daß die Momente in der Querrichtung größtenteils ihr Vorzeichen je nach der Belastung wechseln. Die entsprechenden Bündel wurden auf zwei Lagen verteilt, die nahe an der Unter- und Oberfläche der Platte verlaufen. Auf diese Weise vereinfacht sich das Verlegen erheblich, da jede Bewehrungslage für sich eingelegt werden kann.

c) Schlaife Bewehrung.

Außer der oben erwähnten konstruktiven schlaffen Bewehrung an der Unter- und Oberseite der Platte sowie an den Ankerkörpern wurden die Streifen der Platte über den End- und Mittelstützen zusätzlich bewehrt, da die Platte in einzelnen Punkten gestützt ist. Ferner waren die spitzen Ecken der Platte schlaff zu bewehren, da

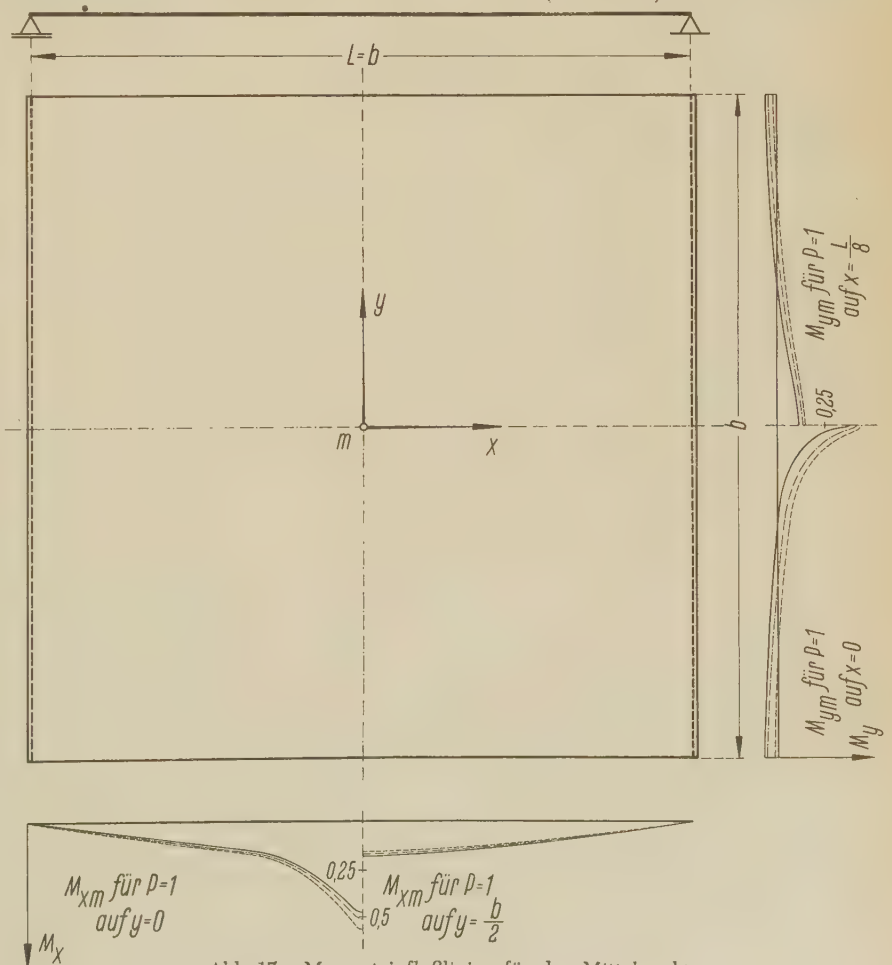


Abb. 17. Momenteinflusslinien für den Mittelpunkt eines Plattenstreifens $b:l = 1:1$.

Für die Randstützung des großen Feldes zeigte die Modellbeobachtung ein vollständig abweichendes Verhalten, das auf eine starke Konzentration der Kräfte an der stumpfen Ecke schließen ließ, während sich die spitze Ecke wieder abzuheben trachtete. An der stumpfen Ecke wurde daher eine Ausrundung im Grundriß vorgesehen, die eine Verlängerung des Auflagers und dadurch einen Abbau der Spitze der Stützkkräfte und damit der Biegemomente bewirkte. Die erforderliche Verankerungskraft

Für die Lasten der Widerlagerkonsolen, welche die abgeschnittenen spitzen Ecken der Platte unterstützen, mußte wieder die Modelluntersuchung herangezogen werden. Man entfernte die Unterstützung am Endpunkt I der Konsole, brachte dort eine beliebige Last an und maß die Durchbiegung. Diese entspricht dem Verschiebungswert δ_{11} in einem Hauptsystem mit der unbekannten Stützkraft X_1 . Weiterhin wurde die Eckfläche in einigen Punkten mit der gleichen Last belastet und wiederum die Durchbiegungen

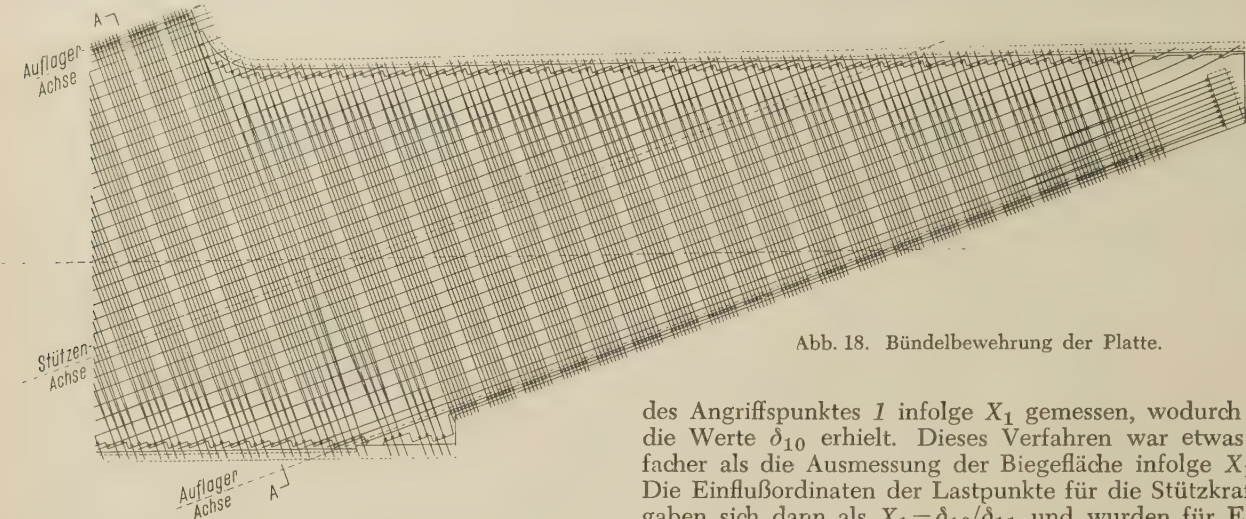


Abb. 18. Bündelbewehrung der Platte.

der spitzen Ecke wurde wieder experimentell durch das Auflegen von Gewichten bestimmt und der Verlauf der Stützendrücke geradlinig angenommen, wobei die Summe der Stützkkräfte des Zweifeldträgers einen Anhaltspunkt ergab (Abb. 20 b). Die grundverschiedene Verteilung der Stützkkräfte beider Felder ist in dem Unterschied der Stütz-

des Angriffspunktes I infolge X_1 gemessen, wodurch man die Werte δ_{10} erhielt. Dieses Verfahren war etwas einfacher als die Ausmessung der Biegefläche infolge $X_1 = 1$. Die Einflußordinaten der Lastpunkte für die Stützkraft ergaben sich dann als $X_1 = \delta_{10} / \delta_{11}$ und wurden für Eigengewicht und Nutzlast ausgewertet. Diese Stützkraft bildete dann auch den Ausgangspunkt für die Abschätzung der Bieigungs- und Torsionsmomente der Platte in den spitzen Ecken, die durch die erwähnte schlaife Bewehrung aufgenommen wurden.

Diese experimentelle Ermittlung der Stützkkräfte ließe sich auch auf die anderen Auflagerpunkte ausdehnen, für die man sich im vorliegenden Falle mit einer gröberen Abschätzung begnügte. Da man sich dabei stets nur eines einfach statisch unbestimmten Systems mit statisch unbestimmtem Hauptsystem bedient, ist diese Untersuchung ebenso wie diejenige der Bieigungsmomente selbst denkbar einfach durchzuführen.

Die Modelluntersuchung von schiefen Platten mit dem angeführten Verfahren hat sich gut bewährt und bietet

Schnitt A-A



Abb. 19. Querschnitt der Platte senkrecht zu den Widerlagern mit Bewehrungsbündeln.

weiten begründet. Die Umkehrung der Stützkraft des kleinen Feldes an der stumpfen Ecke von einer ausgesprochenen Häufung bei einem Einzelfeld in einen negativen Wert ist in der starken Entlastung durch das große Feld begründet. Hierdurch wird klar, daß die Tabellen für die schiefen Einzelplatten auch nicht angenähert für schiefe Durchlaufplatten verwendet werden können.

Die Stützkkräfte infolge Verkehrslast wurden der Einfachheit halber für statisch bestimmte Streifen berechnet.

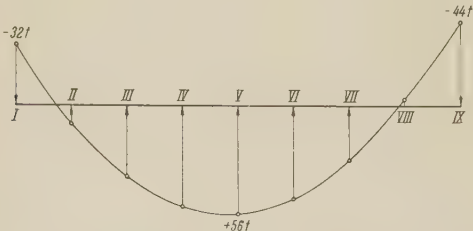


Abb. 20 a. Angenäherter Verlauf der Stützkkräfte am Rand des kleinen Feldes.

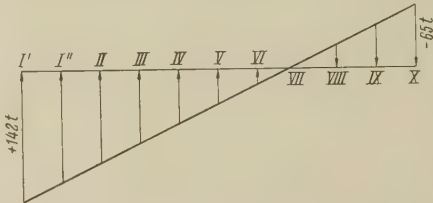


Abb. 20 b. Angenäherter Verlauf der Stützkkräfte am Rand des großen Feldes.

eine ausreichende Grundlage für die Bemessung, ist dabei schnell und einfach durchzuführen und hat den großen Vorzug der Anschaulichkeit. Sie eignet sich zweifellos auch für andere Tragwerke, bei denen man von den Verbiegungen auf die Beanspruchungen schließen kann (Pilzdecken, schiefe Gewölbe). Selbst die Aufstellung von systematischen Tabellen von Einflußflächen dürfte mittels der Modellmessung rascher und selbst genauer zu erledigen sein als mit analytischen Berechnungen.

Literatur.

- 1. N. J. Nielsen: Skaevinklede Plader, Kopenhagen 1944.
- 2. Bittner: Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten.
Olsen-Reinitzgruber (O.-R.): Die zweiseitig gelagerte Platte, 1. Bd. Berlin 1944, 2. Bd. Berlin 1951.
- 3. Schweiz. Bauztg.: 68 (1950) S. 694.
- 4. Y. Guyon: Béton Précontraint Paris 1951.
Levi-Pizzetti: Fluage Plasticité Précontrainte. Paris 1951.
- 5. Beton und Stahlbeton, 47 (1952) S. 137.
- 6. Beton und Stahlbeton, 48 (1953) S. 78.

Auf diese Weise erhielt man Werte, die bestimmt auf der sicheren Seite liegen.

Die Lasten der mittleren Säulenreihe wurden aus der Stützkraft des Zweifeldträgers abgeleitet und gleichförmig verteilt angenommen. Für verteilte Nutzlast wurde von der gleichen Annahme ausgegangen und das Schwerlastfahrzeug (60 t) in ungünstigster Stellung nach dem Hebelgesetz auf die darunter liegende Stütze übertragen.

Kurze Technische Berichte.

Pfeilergründung in tiefem Wasser mit Fertigbetonteilen.

Zur Herstellung einer den Südarml der Bucht von San Francisco überquerenden 220-kV-Leitung mußten 19 Masten im Wasser gegründet werden, davon 17 in seichtem, 2 in tiefem Wasser. Die beiden letztgenannten besitzen 90 m Höhe und wurden für einen einseitigen Zug von 3,8 t berechnet (aus Wind

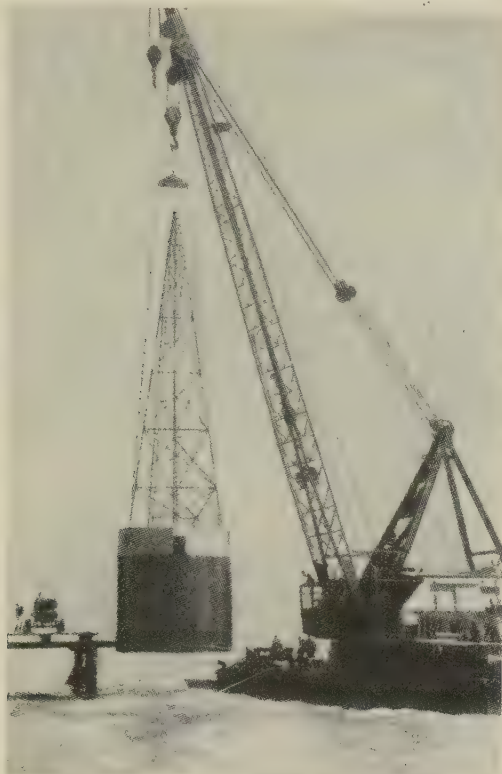


Abb. 1. Versenken eines Stahlbeton-Zylinders der Pfeilergründung mit dem Markierungsgerüst.

und einseitigem Bruch zweier von den sechs Leitungen). Sie stehen auf je einem Gründungspfeiler, über deren Bauart und Herstellung folgendes zu berichten ist:

Hauptbestandteile jedes der beiden Pfeiler sind vier schwere Stahlbetonzylinder (5,8 m ϕ , 4,9 m Höhe), vier 19 m lange, achteckige, hohle Stahlbetonschäfte von 2,14 m ϕ und vier 14 m langen Stahlbetonbalken; die Zylinder und Schäfte wiegen je Stück 60 t, die Balken je 50 t. Alle diese Bauteile wurden vorgefertigt und zu Schiff an die Einbaustelle gebracht. Für ihren Einbau stand ein 75-t-Schwimmkran zur Verfügung. Die Baustellen der



Abb. 2. Einsetzen eines Stahlbetonschafes.

beiden, in tiefem Wasser stehenden Pfeiler befinden sich beiderseits der Schiffsfahrtrinne; die Wassertiefe beträgt dort 18,3 m.

Zunächst waren 5–6 m weicher Boden durch Baggerung zu beseitigen, sodann konnte man starke, kurze Holzpfähle unter Wasser in den freigelegten festen Baugrund rammen. Für jeden Pfeilerfuß wurde mittels Unterwasserrammhammer ein Rost aus 23 solchen Pfählen hergestellt, die anschließend vom Taucher mit der Preßluftsäge 1,5 m unter der vorgesehenen Gründungssohle abgeschnitten wurden; um die Pfahlköpfe herum und bis

zur vorgesehenen Gründungssohle wurde sodann ein Sandbett hergestellt.

Die vier Stahlbetonzylinder wurden vom Schwimmkran auf das Sandbett über den Pfahlrosten abgesetzt und dabei vom Taucher in die richtige Position dirigiert. In jeden Zylinder brachte man einen Käfig aus Bewehrungsstahl ein, der einen schüsselartigen Ring von 2,75 m ϕ enthielt; in diesen wurde später der achteckige Schaft eingesetzt. Beim Einbau der Zy-



Abb. 3. Einbau der Horizontalbalken.

linder bediente man sich aufgesetzter Gerüste aus Stahlrohren, um die Einbaukörper genau in die richtige Position zueinander bringen zu können (Abb. 1). Von einer auf gerammten Stahlrohren montierten Plattform aus wurde der Kran in die richtige Position eingewiesen. Den Grundzylinder füllte man nach dem Absetzen mit eingerütteltem Unterwasserbeton bis 1,20 m unter Oberkante. Nach ausreichender Abbindezeit wurden die achteckigen Betonschäfte eingebracht (Abb. 2), deren obere Enden einseitigen mittels einer Stahlkonstruktion an der Überwachungsplattform befestigt wurden. Nach Einbringen von Bewehrungskäfigen in die Schäfte wurde weiterer Rüttelbeton eingebracht, bis die Grundzylinder vollständig und die Schäfte etwa zu einem Drittel gefüllt waren. Den Rest der Schäfte verfüllte man im Trockenen nach Auspumpen.

Die letzte Operation beim Bau dieser Pfeiler war die Montage der 50 t schweren Balken zur Verbindung der vier Betonschäfte. Abb. 3 zeigt die Verbindungsstelle zwischen dem Schaft und den beiden an dieser Ecke zusammenstoßenden Balken während der Einbauarbeiten. Die endgültige feste Verbindung wurde an dieser Stelle durch einen Betonkörper hergestellt, der die Verlängerung des Schafes bildet; in ihn greifen die Bewehrungsseile des Schafes, der beiden anschließenden Balken sowie Ankerbolzen zur Befestigung des auf dem Pfeiler stehenden Stahlmastes ein. [Nach Engineering News Record, Märzheft 1953, Seite 30.]

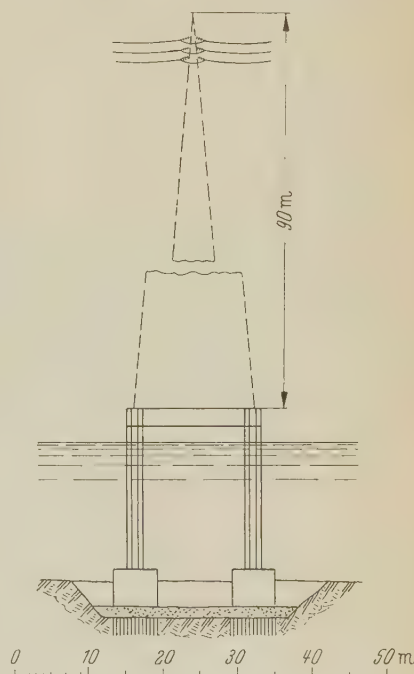


Abb. 4. Skizze des ganzen Pfeilers.

Dr.-Ing. Karl-Eduard Naumann, Hamburg.

Flugplatzbauten in Marokko.

In den folgenden Ausführungen wird über die Bauarbeiten auf drei Bomber-Flugplätzen in Französisch-Marokko, von denen einer gleichzeitig als Zivilflughafen dienen soll, berichtet. Die Gesamtplanung sieht einen weiteren Bomber- und einen Jagdflugplatz vor. Das Projekt ist so großzügig angelegt, daß es nach seiner Fertigstellung die modernsten Flugplätze der Welt überhaupt umfassen dürfte.

Die geologischen Verhältnisse auf den drei Baustellen sind sehr unterschiedlich. So fand man in Nouasseur ein Sediment-

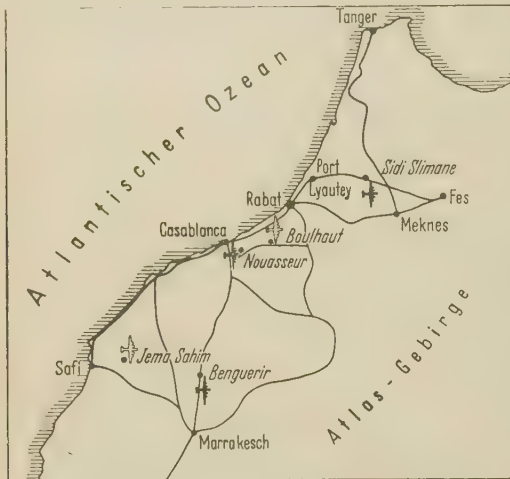


Abb. 1. Geographische Lage der drei im Bau befindlichen und der zwei geplanten Flugplätze.

gestein, das „Tuff“ genannt wird, aber nicht mit dem bei uns bekannten vulkanischen Tuff verwechselt werden darf, sondern mehr einem verwitterten Kalkstein ähnelt. In Sidi Slimane herrscht Flugsand und in Ben Guerir fester Kalkstein vor. Auch als Zuschlagstoffe für die Deckenkonstruktion standen unterschiedlich Quarzit, Grubenkies und Kalkstein zur Verfügung.

Die Startbahnen sind auf allen Plätzen 60 m breit und 3350 m lang. Außer an den Tankstellen wurden alle Befestigungen als Schwarzdecken ausgeführt. In Sidi Slimane und Nouasseur bestehen die Decken aus einer 15 cm starken Grobschottererschicht (Körnung bis zu 9 cm) als Unterbau, zwei 7—8 cm starken Ausgleichsschichten (Körnung bis zu 4 cm), einer Asphaltbeton-

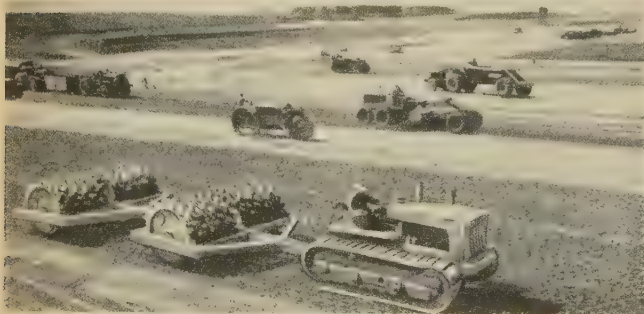


Abb. 2. Großeinsatz gleisloser Erdbaugeräte beim Bau der Startbahnen.

Bindeschicht von 6 und einer Deckschicht von 4 cm Stärke. In Ben Guerir wurde der Unterbau wegen des felsigen Untergrundes auf 28 cm verstärkt und für die Ausgleichsschicht ein Gestein bis zu 6 cm Körnung gewählt. Zur Verdichtung der einzelnen Schichten wurden die verschiedensten Geräte wie Glatt-, Schaffuß- und Gummiradwalzen herangezogen.

Ein Teil der zu Beginn aus Furcht vor dem Übergreifen des Korea-Krieges auf Europa mit aller Gewalt vorgetriebenen Decken — besonders in Sidi Slimane — weisen bereits heute erhebliche Mängel auf. Hierfür werden als Ursachen Lehmeinschlüsse im Unterbau, eine schlechte Verdichtung und ein zu hoher Grundwasserspiegel angesehen. Unbrauchbar sind die Decken nicht; sie sind teilweise sogar sehr gut, und selbst die schlechtesten Strecken würden einige Jahre dem Verkehr standhalten. Man entschloß sich aber trotzdem zur sofortigen Ausbesserung der schadhafte Stellen. Die bereits in Angriff ge-

nommenen Reparaturarbeiten umfassen neben den interessanten Arbeiten des Aufsuchens und Aufreißens der zerstreut auftretenden schlechten Stellen alle normalen Phasen des marokkanischen Flugplatzbaues, wie er nach den ersten Rückschlägen als zweckmäßig erkannt wurde, und geben einen guten Einblick in die Arbeitsgänge der Deckenherstellung.

Das Auffinden der unbrauchbaren Stellen machte eine Belastung der Decke, wie sie wahrscheinlich unter schweren Flugzeuglasten irgendwann einmal auftreten wird, erforderlich. Dies erreichte man durch eine 200 t-Luftreifenwalze mit einem Reifen- druck von rd. 10 at. Bei 24 Walzübergängen wurde bei dem vorhandenen Radstand jede Deckenstelle wenigstens zwölf mal belastet. Stellen, die unter der Last keine bleibenden Ver-



Abb. 3. 200-t-Luftreifenwalze bei der Probebelastung der fertigen Decke.

formungen aufwiesen, wurden als brauchbar angesehen. Dort, wo die Walze aber Verdichtungsspuren oder gar Risse oder Einbrüche hinterließ, wurde die Decke aufgebrochen und aus- gebessert.

Das Aufbrechen der Decke erfolgte durch Straßenhobel mit Aufreißereinrichtung oder auch durch Schürfkübelwagen. Beim Einsatz von Straßenhobeln wurden die Massen durch Pflug- bagger geladen und durch geländegängige Erdtransportwagen abtransportiert. Das Material für den neu einzubringenden Unterbau wurde sorgfältig von allen bindigen und feinen Bestandteilen gereinigt eingebracht und durch eine 200 t-Walze verdichtet, wobei Tragfähigkeiten von 50 CBR¹ keine Seltenheit darstellten. Die beiden 7—8 cm starken Ausgleichsschichten wurden so verdichtet, daß sie einen CBR-Wert von 80 oder sogar 100 erreichten. Für die Deckschicht wurde gebrochenes Gestein



Abb. 4. Aufbruch schadhafte Stellen durch gummibereifte Schürfkübelwagen mit Schubraupe.

von 2 cm mit Fluß- und Flugsand und mit 6,2 % bituminösem Bindemittel versetzt. Die Ausgleichsschicht wurde 5 cm tiefer als die ursprüngliche Deckenhöhe gehalten und mit der ersten Asphalt-Betonlage bis zur ursprünglichen Höhe aufgefüllt. Nach Abschluß aller Ausbesserungsarbeiten wurde dann auf die gesamte Fläche eine geschlossene Asphalt-Betondeckschicht von 5 cm aufgebracht.

Dort, wo der Unterbau aus Quarzit-Schotter hergestellt wurde, wurden durch den aufeinanderfolgenden Einsatz von Schaffuß-, Dreirad- und Gummiradwalzen gute Verdichtungs- leistungen erzielt. Die Ausgleichsschichten wurden nur durch

¹ Der CBR-Wert (California Bearing Ratio) gibt ein relatives Maß der Tragfähigkeit an, das durch ein in den USA genormtes Verfahren bestimmt wird. Vgl. Schultze-Muß: Bodenunter- suchungen für Ingenieurbauten. Berlin 1950.

Gummiradwalzen von 100 und 200 t verdichtet. Versuche mit verschiedenen Bindemittelgehalten der Deckschicht von 4—8,3 % ergaben in allen Fällen ausreichend dichte Beläge, so daß die Wahl in diesen Grenzen nur nach der Zweckmäßigkeit der erzielten Griffigkeit getroffen werden konnte. Die Asphalt-Binde-schicht wurde nacheinander durch Tandem- und Gummiradwalzen abgewalzt, die Deckschicht nur durch Gummiradwalzen. Bei der Verdichtung von Kalksteinschotter wurde nur mit Gummiradwalzen gearbeitet. Schafffußwalzen und Raupenfahrzeuge zermahlen das verhältnismäßig weiche Gestein zu schnell.

Außer den Startbahnen (die Kosten hierfür machen nur $\frac{1}{4}$ der Gesamtbausumme aus) gehören zu den marokkanischen Flugplätzen eine Reihe bautechnisch interessanter Gebäude und



Abb. 5. Laden des aufgebrochenen Deckenmaterials durch Pilzbagger (Loader).

Einrichtungen. So sind von den Hochbauten zwei Konstruktionen von besonderem Interesse:

Die Pacific Iron & Steel Co. baute große 165 m lange und 80 m tiefe Stahlhallen, in denen jeweils zwischen vier 18 m langen Dienstgebäuden (Büro- und Lagerräume usw.) drei Flugzeughallen für je zwei Bomber untergebracht sind. Als Haupttragglieder sind die vier Dienstgebäude in Tiefenrichtung der Halle durch je zwei 75 m lange, 3,65 m hohe Vollwandträger überspannt. Die Träger ruhen mit einem beiderseitigen Überstand von rd. 20 m auf zwei zu den Trägerenden hin geneigten (Abweichung von der Vertikalen 4,25 m) 12 m langen Stützen, die wiederum in den Fachwerken der Dienstgebäude verankert sind. Die Fachwerkfelder sind mit Beton ausgefüllt. Leichte Fachwerkbinder bilden die Dachkonstruktion der Flugzeughallen. Die 12 m hohen Schiebetore sind an einem in den



Abb. 6. Schwarzdeckenfertiger beim Aufbringen der Asphaltbetondeckschicht.

Stirnden der Vollwandträger gelagerten, über die gesamte Längsfront durchlaufenden Fachwerkträger aufgehängt. Die Hauptteile wurden in fünf 34 t schweren Teilen angeliefert und auf der Baustelle mit raupenfahrbaren Kranen montiert.

Die französische Firma Travaux Precédes Speciaux lieferte Fertigbeton-Rahmenkonstruktionen für Hallen mit Spannweiten von 16 und 37 m. Um die Gewichte der Bauglieder klein zu halten, wurden die Rahmen in zwei Teilen, dem Stiel mit 4 bzw. 5 m langen Sparrenstümpfen und dem 8 bzw. 27 m langen V-förmigen Sparrenmittelstück, hergestellt. Die Fertigteile wurden auf dem zuerst betonierten Hallenboden in hölzernen Formen gegossen, der Beton hierfür in Liefermischern

angefahren. Zur Verdichtung wurden Innenrüttler verwendet. Die in allen Hallen gleichen 7,5 m langen Betonpfetten wurden in einer zentralen Anlage mit einer fahrbaren Vibrationsmaschine angefertigt. Die frischen Pfetten wurden bis zur Montage am Herstellungsort gelagert. Alle Montagearbeiten wurden mit Hilfe von Autokranen durchgeführt.

Für die Wasserversorgung wurden Brunnen erschlossen und Leitungen zu bestehenden Wasserversorgungsnetzen gelegt. Für die Abwasserreinigung wurden erstmalig in Marokko zweistöckige Absetzbecken (Durchmesser 9 m) ausgeführt. In Nouasseur war für die Abwasserbeseitigung eine 16stufige Pumpstation erforderlich.

Für den Brennstoffnachschub wurden alle Flugplätze durch eine Leitung von insgesamt 580 km (70 km 45 mm Durchmesser und 510 km 30 mm Durchmesser) mit dem Hafen von Casablanca verbunden. Die Gesamtbaukosten der 5 Flugplätze belaufen sich auf 400 Mio \$.

[Nach Engineering News-Record 151 (1953) Nr. 9, S. 30.]

Dipl.-Ing. Paul Wolff, Aachen.

Hängebrücke über die Straße von Messina.

Die Meerenge von Messina zwischen dem italienischen Festland und Sizilien, Homers Scylla und Charybdis, wird wegen ihrer schnell wechselnden Gezeiten, der starken Strömungen und Wirbel und wegen der starken Stürme seit alter Zeit von der Schifffahrt gefürchtet. Der Verkehr über die Straße wird jetzt von einer viel gefährdeten Eisenbahnfähre vermittelt und ist auf jährlich 280 000 Wagenladungen angestiegen. Von ihm hängt im wesentlichen

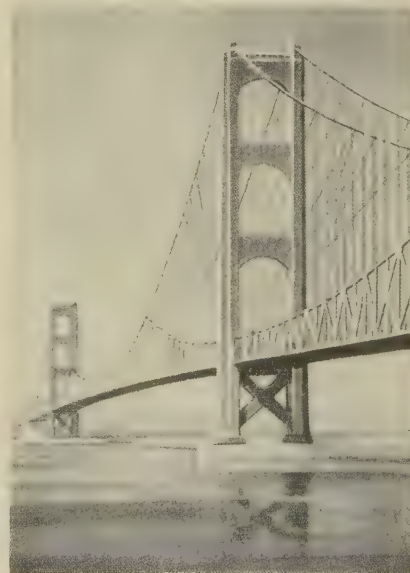
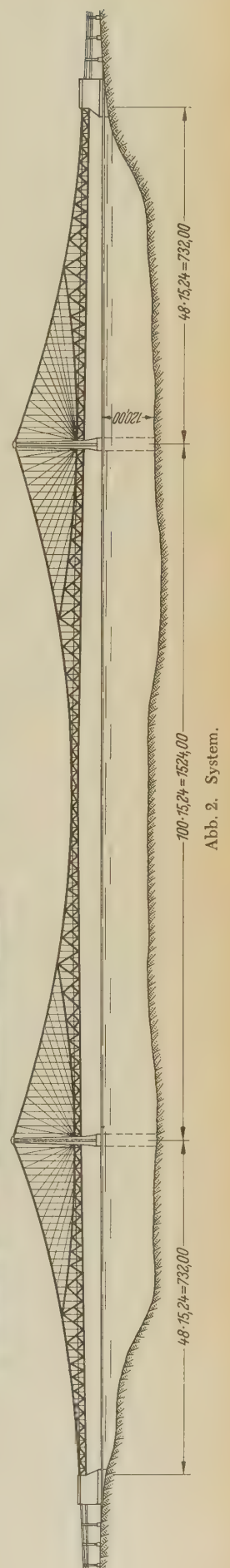


Abb. 1. Ansicht.

die Ausfuhr Siziliens ab, die hauptsächlich aus Südfrüchten besteht. Eine feste Brücke — ein Tunnel kommt wegen der Wassertiefe von 120 m nicht in Betracht — würde die Gefahren des Fährverkehrs ausschalten und den Verkehr beschleunigen. Sie würde ferner einen motorisierten Verkehr möglich machen und den Touristenverkehr nach Sizilien



erheblich steigern. Die gesamte Wirtschaft der Insel würde einen erheblichen Aufschwung nehmen und der Verkehr über die Brücke sich weiter heben. Die Brücke wird deshalb schon lange gewünscht, so daß schon vor 80 Jahren Entwürfe aufgestellt wurden.

Die Fortschritte der Brückenbaukunst machen heute die Verwirklichung solcher Träume möglich. Spannweiten von 1200 m sind ausgeführt und Gründungstiefen von 74 m. Es kommt nur darauf an, die Kosten soweit zu senken, daß sie vertreten werden können. Italienische Behörden forderten daher den bekannten amerik. Ingenieur D. B. Steinman auf, einen Entwurf aufzustellen. Er wird nachstehend beschrieben.

Die Meerenge ist an der engsten Stelle 3200 m breit und 120 m tief. Die Forderung, daß eine zweigleisige Eisenbahn überführt werden sollte und daß die Brücke gegen Stürme und Erdbeben Widerstand leisten mußte, führte zu dem in den Abb. 1, 2 und 3 dargestellten Entwurf einer Hängebrücke über 3 Öffnungen.

Der Querschnitt Abb. 3 zeigt eine untere Fahrbahn für 2 Eisenbahngleise und eine obere Fahrbahn für Straßenverkehr mit unterem und oberem Windverband. Der Entwurf ist ferner gekennzeichnet durch einen über die Hauptpfeiler durchlaufenden Versteifungsträger, der an den Stellen der größten Momente die größte Höhe hat und durch eine radiale Kabelverspannung.

Die Höhe der auf 8 Mio. Dollar veranschlagten Kosten für einen Pfeiler führte zu einer Verminderung auf 2 Pfeiler, zu einer Hauptöffnung von 1524 m Stützweite und 2 Seitenöffnungen von 732 m Stützweite. Damit wären alle bisher ausgeführten Brücken übertroffen. Die Pylonen sind unten eingespannt, bleiben aber zusammen mit den hohen Pfeilern elastisch genug, um die Wärmedehnung aufzunehmen. Die starken Stürme und die Erdbeben verlangen eine für Hängebrücken ungewöhnliche Steifigkeit, dazu kommt aber noch die Forderung, daß bei einer einseitigen Belastung durch die Eisenbahn keine stärkeren Neigungen der Gleise als 1% eintreten sollten. Diese erhöhte Steifigkeit in lotrechter und waagrechter Richtung soll durch folgende Maßnahmen erreicht werden:

1. Der Versteifungsträger läuft über Seiten- und Mittelöffnungen ohne Gelenke durch und besitzt damit die erhöhte

führt werden. Da unter beiden Fahrbahnen ein Windverband verlegt wird, entsteht eine verdrehungssteife Röhre von $27,5 = 1/55$ m Breite. Es liegt nahe, den Querschnitt so aufzuteilen, daß die Eisenbahngleise in der Mitte nahe aneinander liegen und beiderseits eine zweispurige Straßenfahrbahn verlegt wird und daß die Verdrehungssteifigkeit durch einen unteren Verband und durch einen Verband zwischen den Obergurten erreicht wird. Dann entsteht jedoch eine breite zusammenhängende Fahrbahntafel, an der die aerodynamischen Kräfte entstehen und die gefürchteten Drehschwingungen hervorrufen können. Um die Entstehung solcher Kräfte zu verhüten, ist die Fahrbahnfläche weitgehend geteilt der Seite und Höhe nach. Die Eisenbahn ist dabei nach unten verlegt, damit sie in den Zufahrten die geringere Steigung zu überwinden hat und damit von der Straße aus eine bessere Aussicht ist.

4. Die Steifigkeit wird weiter erhöht durch radiale Verspannung der Kabel. Die früher ausgeführte Verspannung vom Kopf der Pylonen aus ist nur wirksam, wenn, wie z. B. bei der Brooklynbrücke, steife massive Pylonen vorhanden sind. Die bei den modernen Brücken ausgeführten schlanken Stahlpylonen sind aber an ihrer Spitze zu elastisch, so daß diese Art der Verspannung unwirksam wird. Verspannt man dagegen gegen den unteren Bereich der Pylonen so tief wie möglich, so wird eine Bewegung der Kabelpunkte und der darunter liegenden Punkte des Versteifungsträgers wirksam eingeschränkt. Wenn die Spannseile genügend vorgespannt werden und wenn nur Seillitzen benutzt werden, die einen höheren Elastizitätsmodul haben als die Seile selbst, so nehmen die Verspannungen durch Ausgleich mit der Vorspannkraft auch Druckkräfte auf, die bei Durchbiegung des Versteifungsträgers entstehen.

Die hohen Pfeiler können bei der großen Wassertiefe nicht im Druckluftverfahren ausgeführt werden. Pfeiler von beträchtlicher Höhe wurden aber bereits durch Brunnen Gründung abgesenkt*. In einem rechteckigen Kasten zusammengefaßte doppelwandige Stahlzylinder sollen zwischen schwimmenden Gerüsten auf den Meeresboden abgesenkt werden. Der lose Boden wird ausgebagert, bis die Kästen den Felsen erreichen. Größere Unebenheiten des Felsens werden gesprengt oder mit schweren Meißeln zerschlagen. Sobald eine genügend ebene Lagerfläche erreicht ist, wird Beton eingepreßt oder unter Wasser geschüttet. Nach Abbinden des Betonpropfens werden die Zylinder ausgepumpt und der restliche Beton im Trockenen eingebracht. Die Pfeiler müssen außer den senkrechten Lasten den Druck der Strömungen und des Windes auf die Brücke aufnehmen. Vorgesehen ist ein Querschnitt von $26,4 \times 61$ m.

Die Kabel werden am Land in Widerlagern verankert, die auf Felsen gegründet werden.

Die für das Hauptbauwerk errechneten Mengen betragen: Beton 435 000 m³, Kabel 47 000 t, Baustahl 75 600 t. Die Kosten sind auf 60 Mio. Dollar veranschlagt ohne Zufahrten, Fahrbahnen und Entwurfsarbeiten. [Nach Civil Eng. 23 (1953) S. 830.]

Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt (Main).

Bachfassungen bei der Glen-Affric-Wasserkraftanlage mittels Düker und Toskammer vor der Einleitung in den Stollen.

Bei der Glen-Affric-Wasserkraftanlage¹ verbindet ein Niederdruckstollen von 3,70 km Länge und 4,42 m Durchmesser die Benevean-Talsperre mit dem Wasserschloß am Übergang zum Hochdruckstollen, der zum Kraftwerk Fasnakyle führt. Drei Bäche kreuzen die Trasse des Niederdruckstollens, von denen einer unmittelbar ins Wasserschloß geleitet werden konnte, während die beiden anderen (An Cam Allt-Bach und Allt Blar na Gambna-Bach) in den Stollen einmünden mußten.

Es ist bei diesen Einleitungen sehr wichtig, daß so wenig Luft wie möglich in den Stollen hineingezogen wird. Die eingezogene Luft könnte sonst in mächtigen Blasen aufwärts wandern und an der Hauptwasserfassung explosionsartig austreten.

Es seien als einige Beispiele für die bisher bekannte Ausbildung von Bachfassungen und deren Einleitung in die betreffenden Stollen u. a. die Fassung des Felli-Baches² der Wasserkraftanlage Amsteg in der Schweiz und die Fassung von Bächen bei der Lochaber-Wasserkraftanlage³ in Schottland genannt. Bei der Glen-Affric-Anlage wurde nun eine neue Anordnung entwickelt, die in Abb. 1 und 2 dargestellt ist. Sie besteht aus je einer kleinen Staumauer an dem betreffenden Bach und einem Düker mit Toskammer zur Verbindung des Stauraumes mit dem im Gegensatz zur Darstellung in Abb. 2 unter der Toskammer

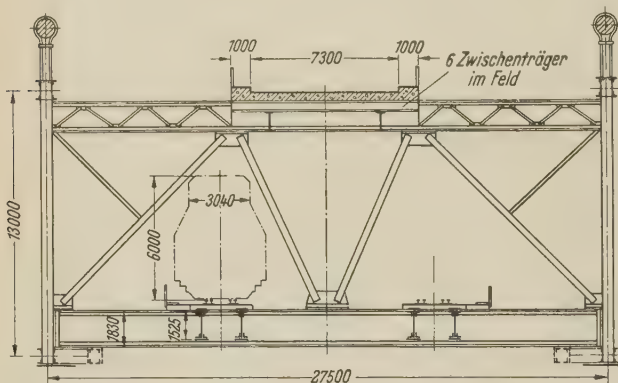


Abb. 3. Querschnitt.

Steifigkeit des durchlaufenden Trägers. Ebenso laufen auch die Verbände durch.

2. Ein Versteifungsträger mit parallelen Gurten müßte wegen des Eisenbahnverkehrs $1/40 = 37,5$ m hoch sein und würde plump wirken. Der Versteifungsträger soll daher die bei der Florianopolisbrücke im südbrasilianischen Staat Santa Catharina 1922–26 ausgeführte von Steinman entworfene Form erhalten. Diese Hängebrücke überführt eine elektrische Eisenbahn und den Straßenverkehr. Da die mittlere Hälfte des Obergurts des Versteifungsträgers mit der Kette zusammenfällt, gleichen sich seine Druckkräfte ohne Vermehrung des Querschnitts aus. Da ferner der Versteifungsträger im Bereich der größten Biegemomente bei den Viertelpunkten seine größte Höhe hat, wird $1/3$ des Gewichtes eines Trägers mit Parallelgurten gespart, wie ein Vergleichsentwurf bewies. Ferner aber wird durch die größere Höhe des Trägers auch eine größere für den Eisenbahnverkehr erforderliche Steifigkeit erreicht. Der nach diesem Vorbild ausgebildete durchlaufende Versteifungsträger der Messinabrücke soll eine kleinste Höhe von $13 \text{ m} = 1/115$ und im Bereich der größten Momente, also in den Viertelpunkten der Hauptöffnung und den Mitten der Seitenöffnungen, eine größte Höhe von $51,3 \text{ m} = 1/29$ erhalten. Der Pfeil des Kabels beträgt $1/10$ der Stützweite.

3. Die beiden Eisenbahngleise sollen über 2 untere Fahrbahnen und der Straßenverkehr über eine obere Fahrbahn ge-

* Vgl. Bauingenieur 27 (1952) S. 37.

¹ Bauingenieur 28 (1953) S. 358.

² Ludin: Wasserkraftanlagen, Erste Hälfte Berlin 1934 S. 212.

³ J. Inst. Civ. Eng. 5 (1937) S. 3.

gelegenen Stollen. Nach dem Anspringen arbeitet der Düker voll mit geringer Luftzufuhr in den Stollen so lange, bis das Einlaufbecken entleert ist. Danach füllt sich das Becken wieder, und der Vorgang wiederholt sich in Abhängigkeit von dem Zufluß des Baches. Um den Unterdruck in den Höchstpunkten der Düker zu beschränken, läßt man das Wasser am Auslauf durch Düsen austreten. Die größten Höhenunterschiede zwischen den Überfallkronen der kleinen Staumauern und den Austrittsdüsen betragen bei dem großen Düker 34,42 m und bei dem kleineren 24,36 m. Geschwindigkeiten von 23 m/s beim großen Düker

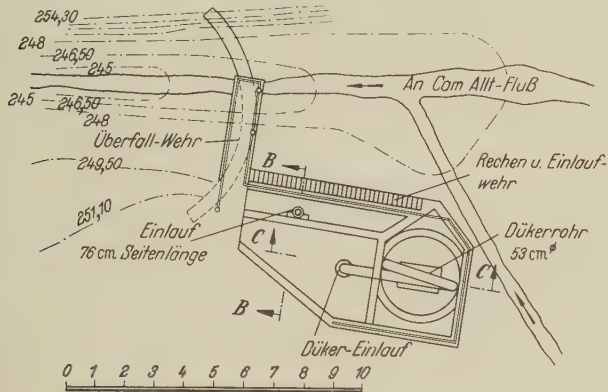


Abb. 1. Grundriß des An Cam Allt-Dükers.

und 18 m/s beim kleineren entstehen in der Düse bei Größtfluß von 1400 bzw. 510 sl. Diese betragen dagegen in den Rohren zwischen 6 und 7 m/s. Um die Austrittsgeschwindigkeiten zu ermäßigen, bevor das Wasser in die Stollen eintritt, und um die hauptsächlich bei Beginn und Abbruch der Dükerwirkung angesaugte Luft zum Abzug zu bringen, ist hinter den Düsen je eine Toskammer eingeschaltet. Eine Rohrschleife hinter dem Höchstpunkt der Düker wurde eingeschaltet, um das Anspringen der Düker zu erleichtern. Wenn der Düker nämlich an der obo-

ren Krümmung der Schleife in leichter Weise angesprungen ist, sorgt die infolgedessen vergrößerte Wassermenge auch für ein leichteres Anspringen am Höchstpunkt des Dükers.

Mit Modellen in den Maßstäben 1:12 und 1:21 (Abb. 3) sollten sowohl die ungefähren Leistungen der Düker, ihre hydraulischen Eigenschaften, ihre Anspringcharakteristiken und die auftretenden Wasserdrücke an verschiedenen kritischen Punkten bestimmt werden; ferner sollten die Wirkungen von Toskammern und besonders ihr Einfluß auf die Abführung der angesaugten Luft untersucht werden. Die Versuche werden in der Originalarbeit ausführlich beschrieben. Auch ein Film von den Versuchen wird erwähnt. Er stellt die Wirkung der Düker und der dazu gehörigen Toskammern gut dar.

Der Allt Blar na Gamhna-Düker sprang meist schon bei Wasserständen von 7 cm über der Rohrsohle im Höchstpunkt des Dükers an. Beim An Cam Allt-Düker betrug dieses Maß etwa 16 cm. Die ausgeführten Düker sind noch mit einer Anzapfung in den Punkten A und B (Abb. 4) versehen, die miteinander durch ein 13 mm starkes Rohr verbunden sind. Dadurch wird die Luft beim Anspringen der Düker so lange von A nach B eingesogen, bis die Ansaugstelle B bei stärkerem Fließen ständig von Wasser bedeckt ist. Durch das Entlüftungsventil bei C kann die Luft dann nach außen entweichen. Das Anspringen der Düker hängt von der Fließgeschwindigkeit von etwa 23 cm in der runden Rohrschleife ab. Erst wenn diese überschritten wird, beginnt die Dükerwirkung. Während unterhalb dieser Geschwindigkeit die im Wasser befindlichen Luftblasen noch

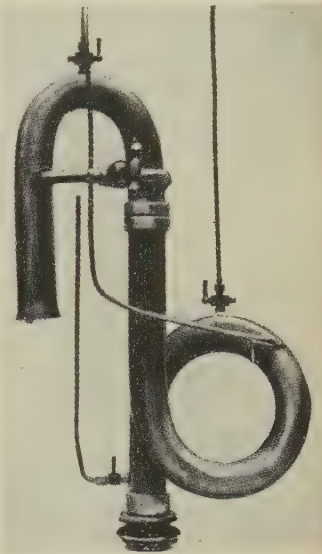


Abb. 3. Teilaufnahme des Dükermodells aus Kupfer.

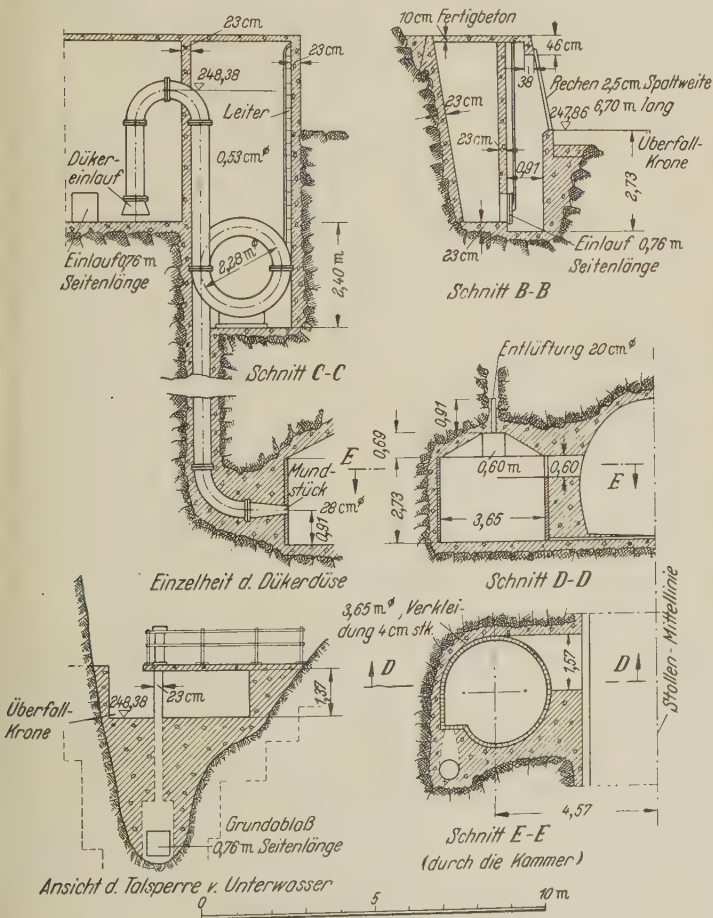


Abb. 2. Entwurf des An Cam Allt-Dükers. Querschnitte. Die Abmessungen des Tosbeckens sind auf Grund der Modellversuche noch etwas geändert worden. Auch die Ent- und Belüftungsventile sind noch nicht dargestellt.

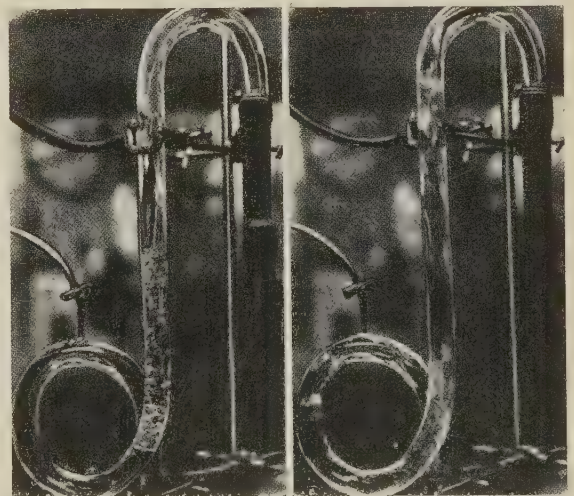


Abb. 4. Glasmodell des Dükers. Links vor dem Anspringen und rechts während des Anspringens des Dükers. Die Luftblasen blieben links noch an Ort und Stelle, rechts gehen sie mit dem Wasser bei größerer Geschwindigkeit ab.

gegen den Strom hochsteigen, werden sie erst bei Überschreiten dieser Grenze (Abb. 5) mit dem fließenden Wasser vorwärts gerissen.

Das Wasser geht — wie schon erwähnt — durch die Düse in eine Toskammer hinein. Auch die Form der Toskammer, die Einführung des Wassers durch die Düse und der Austritt des Wassers aus der Kammer in den Druckstollen wurde durch viele Modellversuche geklärt. Auf Grund dieser Versuche wurde die in Abb. 2 dargestellte Form noch etwas abgeändert. Die Toskammer wurde auf 4,42 m ϕ bei 2,44 m Höhe für beide Düker vergrößert und der Durchmesser der Zutrittsöffnungen

zu dem beim Ausführungsentwurf unterhalb der Toskammer (Abb. 6) gelegenen Druckstollen zu 1,83 m bzw. 1,22 m gewählt. Die Düse liegt in beiden Fällen 1,52 m über dem Boden der Toskammer. Das Wasser tritt durch sie in die runde Toskammer hinein und bildet einen Wirbel, in dessen Mitte die

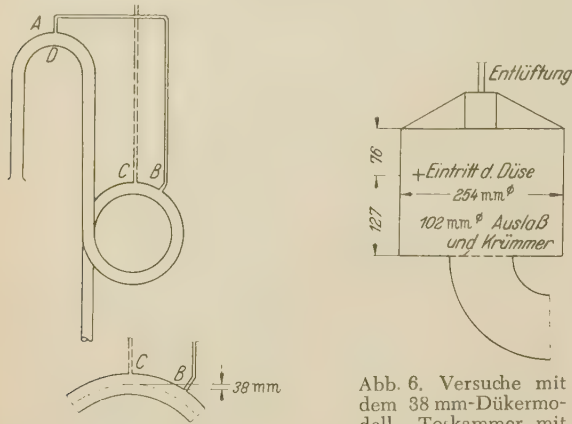


Abb. 5. Ventile bei den Punkten A, B und C.

wenige noch im Wasser verbliebene Luft nach oben steigt und durch ein Lüftungsrohr von 20 mm ϕ durch das Dach der Toskammer hinausgeleitet wird.

Die Abmessungen der beiden Düker ergeben sich wie folgt:

	An Cam Allt	Allt Blar na Gamhna
Geschätzte mittlere Abflüsse aus den Einzugsgebieten der Bäche	190 sl	37 sl
Angenommene höchste Hochwassermengen aus den Einzugsgebieten	765 sl	146 sl
Auf Grund der Modellversuche geschätzte Leistungen der Düker	1 400 sl	510 sl
Rohrdurchmesser der Düker	53 cm	30,5 cm
Austrittsdüssendurchmesser der Düker	28 cm	19 cm
Durchmesser der Rohrschleifen unterhalb der Höchstpunkte der Düker	2,28 m	1,52 m
Durchmesser der Biegungen der Einlaufrohrstücke	1,82 m	1,22 m
Ordinaten der Einläufe zu den Dükern	244,87 m NN	236,34 m NN
Ordinaten der Mitten der Biegungen der Rohre in den Höchstpunkten der Düker	248,38 m NN	239,54 m NN
Ordinaten der Überfallwehre	248,38 m NN	239,54 m NN
Ordinaten der Mittelpunkte der Rohrschleifen unterhalb der Höchstpunkte der Düker	243,35 m NN	234,36 m NN
Ordinaten der Mitten der Austrittsdüsen	202,60 m NN	203,51 m NN
Ordinaten der Stollensohlen	201,69 m NN	202,60 m NN
Statische Druckhöhe im Druckstollen und Stauziel der Benevean-Talsperre	223,70 m NN	223,70 m NN
Dynamische Druckhöhen im Druckstollen bei Q_{max}	213,96 m NN	215,18 m NN

[Nach Proceed. Inst. Civ. Eng. 2 (1953) Part I S. 556.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Untersuchungen über den nutzbaren Querschnitt von Zugstäben.

Der vorliegende Bericht behandelt Untersuchungen, die W. G. Brady und D. C. Drucker über die Frage des wirklichen Nutzquerschnittes in Blechen mit gestaffelt angeordneten Löchern durchgeführt haben. Abb. 1 zeigt eine solche Platte mit 9 Lochreihen, die mit 1 bis 5 U und 5 L bezeichnet sind. Im einzelnen wurden Platten aus Stahl und einer Aluminium-

legierung mit nur einer Reihe (1), mit 2 (1, 2U), mit 3 (1, 2U, 3U und 2L, 1, 2U), mit 5 (3L, 2L, 1, 2U, 3U) und schließlich, wie dargestellt, mit allen 9 Reihen untersucht. Die Löcher waren bei den meisten Versuchen offen; nur in wenigen Fällen steckten darin Bolzen mit geringem Spiel.

Die Fragestellung kann am einfachsten an der Platte mit 2 Lochreihen erläutert werden. Es gibt zwei extreme Methoden, in diesem Falle den Nettoquerschnitt zu berechnen; bei der einen, wohl als vorsichtig zu bezeichnenden, werden die 9 Löcher beider Reihen von der Gesamtbreite der Platte abgezogen, während bei der zweiten, der zweifellos eine gewisse Unsicherheit anhaftet, nur die 5 Löcher der einen Reihe berücksichtigt werden. Es liegt auf der Hand, daß der wahre nutzbare Querschnitt zwischen diesen beiden extremen Lösungen zu suchen ist und in Abhängigkeit von den Lochabständen und den Reihenentfernungen steht.

In Amerika ist es üblich, den Nettoquerschnitt in Stößen mit gestaffelten Nietreihen mit der sog. $s^2/4g$ -Regel zu bestimmen. Sie sagt, daß man von der Gesamtbreite die Summe der Durchmesser — im vorliegenden Fall also 9 — abziehen und zu jedem Streifen zwischen und neben den Löchern — hier 8 — eine gedachte Breite von $s^2/4g$ hinzufügen soll. Dabei ist s der Abstand zweier aufeinanderfolgender Löcher in der Kraft-

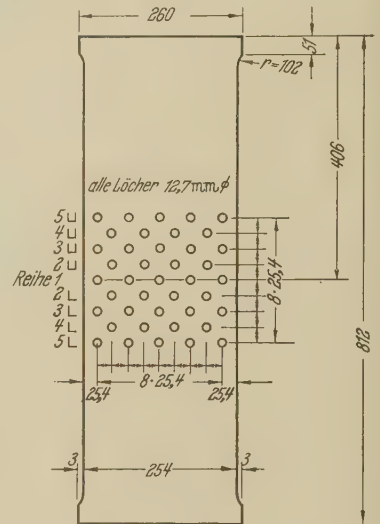


Abb. 1. Versuchskörper.

Eine genaue Erfassung des Spannungsverlaufes in solchen Platten ist praktisch kaum möglich. Die analytischen Überlegungen gehen daher von dem Gedanken aus, als Grundlage für die Festsetzung von Gebrauchsspannungen die Lastgrenzen zu bestimmen, die unbehindertes plastisches Fließen über den ganzen Querschnitt hervorrufen. Durch 2 Grenzwertuntersuchungen gelingt es, die Größe dieser Lastgrenze einzuschränken. Die Rechnung setzt voraus, daß das Material ideal-plastische Eigenschaften besitzt und der Hypothese der Grenzschubspannung als Ursache für das Fließen gehorcht. Das Fließen tritt danach dann ein, wenn die Schubspannung einen bestimmten Wert k erreicht. Ideale Plastizität bedeutet, daß dieser Wert k an keiner Stelle überschritten werden kann.

Die angewandte Grenzwerttheorie sagt aus, daß die Lastgrenze einerseits die größte Last ist, für die noch ein Spannungszustand festgestellt werden kann, der überall im Gleichgewicht ist, die Randbedingungen erfüllt und nirgends eine größere Schubspannung als k aufweist. Die Lastgrenze ist andererseits die kleinste Last, für die ein kinematisch zulässiges Gleitfeld gefunden werden kann. Dabei müssen die Bedingungen erfüllt sein, daß das Gesamtvolumen unverändert bleibt und der Energieverbrauch der äußeren Kräfte gleich dem der inneren Spannungen ist. Man kann zeigen, daß die Rechnung auch dann Gültigkeit behält, wenn die Gleitfelder durch Löcher in den Platten unterbrochen sind.

Beim einreihigen Bild mit 5 Löchern kann man als zulässigen Spannungszustand eine Zugbeanspruchung der Längsstreifen zwischen und neben den Löchern mit dem doppelten Wert der Grenzschubspannung k annehmen. Die untere Grenze der Last, bei der ein unbehindertes Fließen auftreten kann, ist mithin

$$T^0 \geq t(W - 5d)2k, \quad (1)$$

wobei t die Dicke der Platte, W ihre Breite und d den Lochdurchmesser bedeuten. Für den Bruttoquerschnitt beträgt die Fließlast

$$T_0 = t \cdot W \cdot 2k, \quad (2)$$

so daß mit den Zahlenwerten unseres Beispiels sich als untere Grenze für den Verhältniswert

$$T^0/T_0 \geq 0,75 \quad (3)$$

ergibt.

Ein kinematisch verträgliches Gleitfeld wird erhalten, wenn man eine Plattenhälfte aus ihrer Ebene heraus mit der Ge-

schwindigkeit v entlang einem Querschnitt unter 45° durch die Löcher gleiten läßt. Der Energieverbrauch bei dieser Bewegung ist unter Voraussetzung einer kleinen Plattenstärke für die gesamte unterbrochene Gleitfläche gleich dem Produkt aus dem Flächeninhalt und $k v$.

$$E_i = \sqrt{2} t (W - 5d) \cdot k v. \quad (4)$$

Der Energieverbrauch der äußeren Kräfte ist

$$E_e = T \cdot v / \sqrt{2}. \quad (5)$$

Durch Gleichsetzen von (4) und (5) erhält man T^* und als oberen Grenzwert $T^*/T_0 \leq 0,75$. Die Lösung ist also hier, da die oberen und unteren Grenzen zusammenfallen, innerhalb der Annahmen dieser Theorie genau.

Für das neunreihige Lochbild ist, wenn man, wie beim einreihigen Bild, die Schwächung des Querschnittes über die ganze Plattenlänge als wirksam ansieht,

$$T^* \geq t (W - 9d) \cdot 2k \quad \text{und} \quad (6)$$

$$T^*/T_0 \geq (W - 9d)/W \geq 0,55. \quad (7)$$

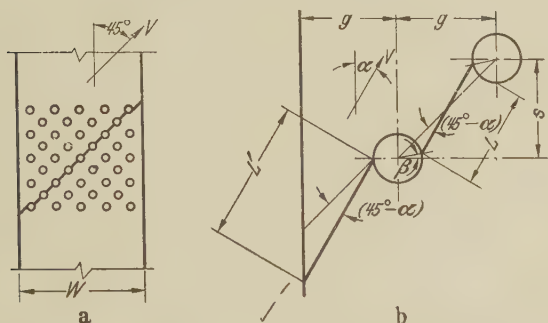


Abb. 2. Gleitflächen für neunreihige Lochbilder.

Abb. 2 zeigt die angenommenen Gleitflächen, die senkrecht zur Plattenebene und diagonal durch das gesamte Lochbild laufen. In grundsätzlich gleicher Weise wie bei Gl. (4) und (5) werden

$$E_i = W \sqrt{2} - (8d + \sqrt{2} \cdot d) \cdot t \cdot k v, \quad (8)$$

$$E_e = T \cdot v / \sqrt{2}, \quad (9)$$

und schließlich $T^*/T_0 \leq 1 - (4\sqrt{2} + 1) \cdot d/W \leq 0,67$. (10)

Durch eine in Abb. 2b gezeigte kleine Änderung des Gleitwinkels kann man das Ergebnis noch verbessern. Für einen Winkel $\beta = 28^\circ$ und $\alpha = 36^\circ$ wird

$$T^*/T_0 \leq 0,63. \quad (10a)$$

Der Spannungszustand des neunreihigen und das Gleitbild des einreihigen Lochbildes können als äußere Grenzen für alle weiteren hier betrachteten Bilder angesehen werden, so daß für die zweireihige Anordnung in erster Näherung

$$0,55 \leq T^*/T_0 \leq 0,75 \quad (11)$$

gesetzt werden kann.

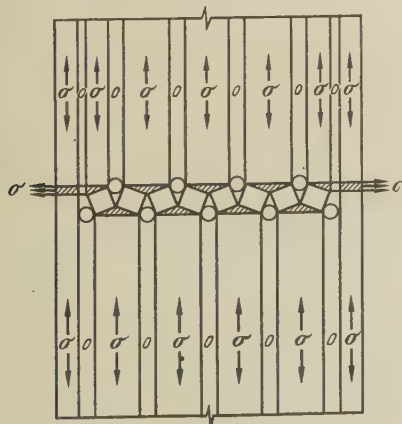


Abb. 3a. Teil des Spannungsverlaufs bei zweireihigen Lochbildern.

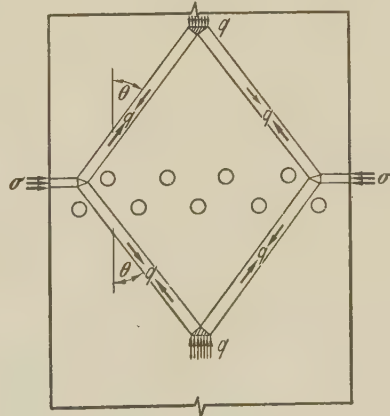


Abb. 3b. Restlicher Teil des Spannungsverlaufs bei zweireihigen Lochbildern.

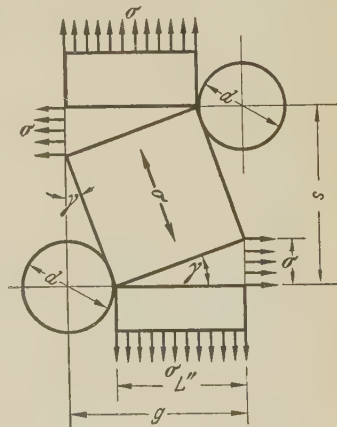


Abb. 3c. Einzelheiten des Spannungsverlaufs zwischen den Löchern.

Man kann z. B. für die zweireihige Anordnung die untere Grenze verbessern, wenn man die in Abb. 3a und 3b dargestellten Spannungszustände überlagert und gemeinsam auswertet. Abb. 3c zeigt dazu den Spannungsverlauf zwischen den Löchern. Neben der Erfüllung der Randbedingungen ist auch für die

Überlagerung Voraussetzung, daß die Grenzschubspannung k wohl erreicht, aber nicht überschritten wird. Es gelingt damit, die untere Grenze auf

$$T^*/T_0 \geq 0,70 \quad (12)$$

zu heben.

In gleicher oder ähnlicher Weise gelingt es, den unteren Grenzwert für die dreireihigen Lochbilder (1, 2 U, 3 U und 2 L, 1, 2 U) auf 0,66 bzw 0,67 und für die fünfzeihige auf 0,58 festzusetzen.

Ein kinematisch mögliches Gleitfeld für eine dreireihige Anordnung zeigt Abb. 4. Der obere Teil der Platte bewegt sich mit einer Geschwindigkeit v aufwärts, der untere Teil mit v abwärts und die 2 Keile ABC und DEF mit $v' = v \cdot \tan a$ seitwärts. Die Einzelheiten des Gleitfeldes entlang BD können Abb. 4b entnommen werden. Durch entsprechende Variation des Winkels a gelingt es, die obere Grenze auf 0,72 zu senken. Eine gleiche Untersuchung für das fünfzeihige Lochbild ergibt 0,69.

Die vorstehenden Überlegungen dürfen nicht ohne weiteres auf Platten in Nietverbindungen angewandt werden. Der wesentliche Unterschied besteht darin, daß Niete Lasten übertragen, während die Bolzen, die auch nur bei einem Teil der Versuche in den Löchern steckten, als einfache Plomben anzusehen waren. Ein unbehindertes plastisches Fließen kann daher nur in der ersten, allenfalls zweiten Reihe auftreten; einer Ausdehnung des Fließbereiches auf weitere Reihen stehen die belasteten Niete im Wege. Mögliche Gleitflächen können sich daher nur etwa im Zickzack zwischen den beiden ersten Nietreihen bilden. Jede einzelne Gleitfläche ist mit einem Winkel α gegen die Kraft Richtung geneigt und wird mit einer Geschwindigkeit $v \cdot \sin \alpha$ gedehnt und $v \cdot \cos \alpha$ schubverzerrt. Die weitere analytische Auswertung entsprechend den oben angestellten Überlegungen führt zu Ergebnissen, welche die bereits früher erwähnte $s^2/4g$ -Regel auch vom theoretischen Standpunkt als durchaus brauchbar erscheinen lassen.

Setzt man an Stelle des bisher verwendeten Kriteriums des Erreichens einer Grenzschubspannung die Hypothese der größten Gestaltänderungsarbeit, wird die Schubspannung in den Gleitflächen um $2/\sqrt{3} = 1,155$ größer. Die oberen Grenzen steigen damit um etwa 15% an, während die unteren unverändert

bleiben und nur durch Annahme genauerer Spannungsbilder gehoben werden können.

Zur Überprüfung der Rechnungsannahmen wurden Versuche mit Platten aus Walzstahl durchgeführt. Der Kohlenstoffgehalt wurde möglichst niedrig gewählt, um eine ausgeprägte Streck-

grenze zu erhalten. Um daneben Vergleiche mit einem Werkstoff ziehen zu können, der ein solches plastisches Verhalten nicht aufweist, wurden auch Platten aus der Aluminiumlegierung A 61 S-T 6 untersucht. Die Probestücke entsprachen denen der Rechnung und sind in Abb. 1 dargestellt. Alle Proben wurden aus Blechen von 1,59 mm Stärke in der Walzrichtung herausgeschnitten. An den Enden waren die Proben durch Auflagen verstärkt und über einen Rundstab mit Kugel und Schale mittig in der Prüfmaschine gelagert. Die Dehnungen wurden an beiden Rändern über alle Lochreihen hinweg gemessen. Es wurden dazu gewöhnliche Meßbuhren verwendet; die Meßlänge betrug 254 mm.

Die Belastung wurde so lange gesteigert, bis eine vollständige Plastizierung über die Lochquerschnitte eingetreten

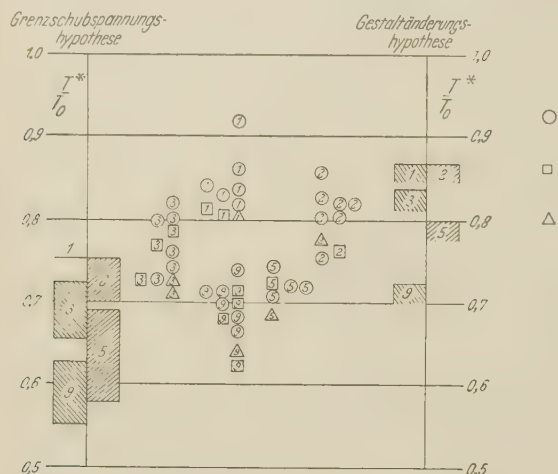


Abb. 5. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Die Zahl bedeutet die Anzahl der Lochreihen. () wa. mgewalzter Stahl, keine Bolzen; □ warmgewalzter Stahl mit Bolzen; △ 61 S-T 6 Aluminiumlegierung, keine Bolzen.

war. Da die Streckgrenze des Stahles z. T. stärkere Schwankungen aufwies, war es erforderlich, zur Ermittlung der Kennwerte des Werkstoffes aus den Enden der Versuchskörper selbst Zugproben herauszuschneiden.

Die beobachteten Fließfiguren zeigten grundsätzlich eine gute Übereinstimmung mit den in der Rechnung angenommenen Gleitflächen. Während bei den einreihigen Anordnungen die Streckgrenze zuerst in einem querverlaufenden Schnitt durch die Löcher zu beobachten war, zeigten die Proben mit mehreren Lochreihen deutlich die Neigung, entlang von Diagonalen durch die Löcher zu fließen. Ein Einfluß der Bolzen, die bei einem Teil der Proben die Löcher ausfüllten, machte sich nur bei Einzelheiten der Fließfiguren bemerkbar; im Gesamtergebnis waren Unterschiede nicht festzustellen.

Von allen Versuchen wurden Belastungsdehnungsdiagramme aufgetragen und daraus die Lastgrenzen bestimmt. In mehreren Fällen war die Festlegung ziemlich willkürlich, weil der

Übergang nur allmählich erfolgte. Die Werte T^*/T_0 aus allen Versuchen sind in Abb. 5 eingetragen. Man erkennt trotz einer merklichen Streuung der Versuchswerte deutlich kennzeichnende Unterschiede zwischen den Lastgrenzen der verschiedenen Lochanordnungen. In ihrer grundsätzlichen Reihung stimmen die Unterschiede gut mit den analytischen Überlegungen überein. Bildet man aus den Versuchen jeder Gruppe den Mittelwert, so liegt dieser für die Probekörper aus Stahl über den rechnerischen Ergebnissen, die mit Hilfe des Kriteriums der Grenzschubspannung gewonnen wurden. Zieht man jedoch als Vergleich die Hypothese von der größten Gestaltsänderung heran, wird die Übereinstimmung auch ziffernmäßig wesentlich besser. Da die eingetragenen Werte dimensionslos sind, ist auch ein Vergleich der Ergebnisse für Stahl und Aluminium möglich. Hierbei zeigt sich, daß die Werte T^*/T_0 für die Aluminiumlegierung etwas kleiner als die gemittelten Versuchswerte für Stahl sind. Die Streuungen in den Versuchsergebnissen mit den Stahlblechen sind zweifellos auf die Ungleichmäßigkeiten der Stahlbeschaffenheit zurückzuführen. Während die Fließgrenze aus Zugproben bestimmt wurde, die aus den Plattenenden nach den Versuchen herausgeschnitten wurden, waren für die Lastgrenzen der Versuchskörper jeweils die Streckgrenzen maßgebend, die in den Lochquerschnitten vorherrschten. Bei der geringen Blechstärke von nur 1,59 mm waren hier Streuungen unvermeidlich.

[Nach W. G. Brady u. D. C. Drucker: Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 79 (1953) Separate No. 296.]

Dr.-Ing. W. Schmid, Baden b. Wien.

Flughallen-Holzbinder mit neuem Spannweiten-Rekord.

Beim Bau einer Flugzeughalle in Staate New York (USA) wurde mit 75,60 m ein neuer Spannweiten-Weltrekord (bisher 74,99 m) im Holzbau mit Bogenfachwerkträgern erzielt. Bemerkenswert ist die Verwendung lamellenartig verleimter Gurtquerschnitte von $b/h = \text{rd. } 23/(47 \text{ bis}) 51 \text{ cm}$; die Füller sind (mittels Dübel und Bolzen) durch Stahllaschen an die Gurte angeschlossen. Hallengröße $(3 \times) 76,2 \cdot 45,7 \text{ m}$. Schiebetore geben Einfahrtsöffnungen von $\text{rd. } 68,6 \cdot 9,2 \text{ m}$ frei. Dachhaut aus 5 cm dicker gespundeter Schalung mit Isolierschicht, getragen von Pfetten $15/35 \text{ cm}$ im Abstand von 2,44 m mit Spannweiten von 7,54 m. Belastung der Binder $\text{rd. } 93 \text{ kg/m}^2$ und Wind von 73 bis 98 kg/m^2 (einschl. Sog). Größte Gurtbeanspruchungen (Obergurt mit Biegung) 210 kg/cm^2 Zug und 162 kg/cm^2 Druck, Untergurte 178 kg/cm^2 Zugspannung.

Verzimmerung der Bindereinzelteile in Schuppen, Abbund auf dem Bauplatz und Montage des ganzen Binders ($\text{rd. } 30 \text{ t}$) mittels zweier gummibereifter Krane. — Alle Hölzer unterhalb der Untergurte mit Feuerschutzmittel (unter Druck) behandelt, ferner Einbau einer Überflutungsfeuerlöschanlage, so daß Feuerversicherungsprämien nicht höher als bei einer Stahlkonstruktion wurden. — Gesamtkosten 2 Mill. Dollar = 43 Dollar/m² Grundriß. [Nach Engineering News-Record 151 (1953) Nr. 10, S. 31.]

A. Troche, Hannover.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Brinch-Hansen, Jørgen: **Earth Pressure Calculation.** Application of a new Theory of Rupture to the Calculation and Design of Retaining Walls, Anchor Slabs, Free Sheet Walls, Anchored Sheet Walls, Fixed Sheet Walls, Braced Walls, Double Sheet Walls and Cellular Cofferdams. (Erddruckberechnung. Anwendung einer neuen Gleittheorie auf die Berechnung und den Entwurf von Stützwänden, Ankerwänden, unverankerte Spundwände, verankerte Spundwände, eingespannte Spundwände, ausgesteifte Spundwände, doppelte Spundwandbauwerke und Zellenfangedämme.) 271 Seiten, mit vielen Abbildungen und Tafeln. Copenhagen: The Danish Civil Engineers. 1953. Dän. Kr. 28.—.

Während in der klassischen Erddrucktheorie von Coulomb nur die Drehung einer steifen Mauer um ihren Fußpunkt betrachtet wird, befaßt sich die vorliegende Arbeit mit der Ermittlung des Erddrucks für beliebig auf der starren Wand oder in ihrer Verlängerung gelegene Drehpunkte. Hierbei werden

näherungsweise Gleitlinien verwendet, die sich aus Geraden und Kreisen zusammensetzen.

Die Lage der ungünstigsten Gleitlinie wird bekanntlich bei Coulomb durch die Bedingung gefunden, daß der Erddruck zu einem Maximum oder der Erdwiderstand zu einem Minimum wird (Grenzwertverfahren). Da die Anwendung dieser Auswahlvorschrift bei verwickelten Gleitlinienformen schwierig ist, wird statt dessen die Größe und Verteilung der Gleitflächenspannungen und damit die Lage, Richtung und Größe der Gleitflächenresultierenden als gegeben angesehen (Gleichgewichtsverfahren). Man erhält diese Werte für eine angenommene Gleitlinie nach dem Kötter'schen Gesetz und durch eine Randbedingung. Das erstere gilt allerdings streng nur für genaue Gleitlinienformen. Auch bei der Randbedingung wird eine Näherung eingeführt dergestalt, daß Grenzwert- und Gleichgewichtsverfahren dieselben Ergebnisse liefern.

Von den vielen möglichen Gleitlinientypen werden diejenigen herausgesucht, die statisch und kinematisch widerspruchsfrei sind. Die zugehörigen Drehpunkte der Wand werden bestimmt und dann die Lage und Größe, z. T. auch die Verteilung des

Erddrucks für glatte und für raue Wand ermittelt. Diese Rechnungen wurden für waagrechtes Gelände, senkrechte raue und glatte Wand auch in Zahlen ausgeführt und Erddrucktafeln aufgestellt, aus denen die verschiedenen Bestimmungsstücke des Erddrucks für einen gegebenen Drehpunkt der Wand abgelesen werden können. Außerdem enthält die Arbeit gemäß dem Untertitel die Anwendung des Verfahrens auf eine große Zahl von Bauwerken, insbesondere Spundwandkonstruktionen.

Die notwendigen Berechnungen sind umständlicher als bisher. Wieweit gegenüber den bisher gebräuchlichen Verfahren Ersparnisse erzielt werden können, ist im einzelnen nicht nachgewiesen. Erst dadurch würde sich in der Praxis der Mehraufwand an Rechnung lohnen.

Unabhängig davon ist das neue Verfahren aber für wissenschaftliche Untersuchungen in jedem Falle wertvoll, insbesondere, weil die ganze Arbeit auf einem sehr hohen Niveau steht und mit ungewöhnlicher Sorgfalt und Gründlichkeit abgefaßt worden ist. Sie bietet zudem in ihrem einleitenden Kapitel eine ausgezeichnete Übersicht über die bisherigen Erddruckuntersuchungen. Ungewöhnlich ist auch der reine Arbeitsaufwand, der in den vielen Formeln steckt, die überall zuverlässig entwickelt worden sind. Jeder, der sich in Zukunft mit Erddruckfragen in der Öffentlichkeit beschäftigen will, wird mit Gewinn die Ausführungen des Verfassers in den Kreis seiner Betrachtungen einbeziehen.

E. Schultze, Aachen.

Rothe, Prof. Dr. R., Höhere Mathematik für Mathematiker, Physiker, Ingenieure. Herausgegeben von Prof. Dr. **Schmeidler**, Gr. DIN A 5, Stuttgart: B. G. Teubner, Verlagsanstalt 1953. — Teil II (= Teubners Math. Leitf., Bd. 22) 9. verb. Aufl., 212 S. m. 98 Bildern. Kart. 6,50 DM. — Teil III (= Teubners Math. Leitf., Band 23) 6. verb. und erw. Aufl., 242 S. mit 166 Bildern. Kart. 8,20 DM. — Prof. Dr.-Ing. I. **Szabó**, Teil VI (= Teubners Math. Leitf., Band 45) 251 S. mit 54 Bildern. Kart. 17,60 DM.

Es ist erfreulich, daß die wertvolle Arbeit des 1942 verstorbenen Mathematikers und Pädagogen Rothe in seinem Nachfolger im Amt einen guten Betreuer gefunden hat. Für die Güte der Schriften zeugt, daß einzelne Teile bereits in 9. Auflage vorliegen. Der II. Teil bringt in unveränderter Form die Integralrechnung, unendliche Reihen und die Vektorrechnung. Der III. Teil behandelt wie früher Flächen im Raum, Linien und mehrfache Integrale und die gewöhnlichen Differentialgleichungen reeller Veränderlicher. Der Abschnitt über partielle Differentialgleichungen ist durch einen Beitrag über numerische Methoden zum Lösen von Differentialgleichungen ersetzt worden. Entsprechend den in Verfolg der letzten zwei Jahrzehnte vergrößerten Anforderungen an das mathematische Rüstzeug der Ingenieure ist die Sammlung durch einen VI. Teil erweitert worden. Zunächst wird hier die Funktionentheorie durch Integration und Reihenentwicklung im Komplexen sowie Anwendungen auf die Eulerschen Integrale (Gamma-, Beta-, Psi-funktionen) weitergetrieben. Diese Grundlagen dienen zum Fortführen der in Band III begonnenen Theorie der linearen Differentialgleichungen. Als dann behandelt der Verfasser einige spezielle Differentialgleichungen (Gauß, Legendre, Whittaker und die technisch vielseitigen von Bessel und Mathieu). Den Beschluß bilden die partiellen Differentialgleichungen erster und zweiter Ordnung. Dieser Band reiht sich in Form und Methode gut den vorhergehenden ein. Der Inhalt ist übersichtlich geordnet, die Gedanken sind knapp und klar gefaßt. Die Materie verlangt von dem Leser ein starkes Sichhineinversenken und eigenes Mitarbeiten. Zur Erleichterung sind 60 Übungsaufgaben beigelegt, von denen aus dem Gebiete des Bauingenieurs z. B. solche über Kugelschalen, Membranen, Knickung unter Eigengewicht und bei veränderlicher Steifigkeit und Schwingungsgleichungen mit periodisch veränderlichen Koeffizienten entnommen sind.

H. Müller, Bremen.

Maier-Leibnitz, Hermann, Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h., o. Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: Vorlesungen über **Statik der Baukonstruktionen III.** Statisch bestimmte Fachwerkträger, Formänderungsgesetze der Fachwerk- und Vollwandträger, Statisch unbestimmte Fachwerk- und Vollwandträger. 292 S., Gr. DIN A 4. Stuttgart: Franckh'sche Verlagshandlung W. Keller & Co. 1953. 29,50 DM. (s. Der Bauingenieur 27 (1952) S. 68.)

Der abschließende Band III des vorliegenden baustatischen Werkes nimmt gewissermaßen eine Schlüsselstellung zu den vorangegangenen Bänden ein. Er bringt die erwartete in sich

geschlossene Darbietung der Systematik der Fachwerkträger, der Theorie der Formänderungen von ebenen Fachwerk- und Vollwandträgern, sowie auch diejenige der Berechnung der statisch unbestimmten Tragwerke. — Es ist interessant, in Fortsetzung der allgemeinen Theorie der §§ 15—16 (Bd. III) in die Behandlung besonders komplizierter Berechnungsbeispiele gemäß Band II einzutreten. — Band I bleibt geeignet, das Verständnis für die nunmehr vorliegenden zusammenfassenden Darlegungen vorzubereiten.

Nach den von Otto Mohr erstmals gebotenen Gedankengängen werden im Band III die Formänderungsaufgaben vielfach in anschaulicher Weise auf die Kette mit undeformbaren bzw. dehnbaren Gliedern zurückgeführt. Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen wird mit angebrachter Sorgfalt zur Ableitung der Mohrschen Hauptgleichungen benutzt.

Das nunmehr vollständige Werk über Baustatik von Maier-Leibnitz kann jedem Ingenieur bestens empfohlen werden, wobei der Studierende den induktiven Weg von Band I bis Band III benutzen mag, während dem Ingenieur der Praxis jedoch zunächst das Studium des selbständigen Bandes III nahegelegt wird, wonach dann mit gesteigertem Interesse die in Band II behandelten statischen Aufgaben mit ihren Besonderheiten studiert werden können.

O. Steinhardt, Karlsruhe.

Schrifttum über Bodenmechanik (Bautechnische Bodenkunde). Bearbeitet von Dr.-Ing. habil. **H. Petermann.** (= Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, neue Folge, Band 10.) Zusammenge stellt und veröffentlicht im Auftrage und mit Mitteln des Bundesministers für Verkehr. 528 S., Gr. DIN B 5. Bielefeld: Kirschbaum Verlag 1953. Gln. 15,— DM.

Nachdem sich die Bodenmechanik als Zweig der Bauingenieurwissenschaften selbständig gemacht hatte, entwickelte sich ihr Schrifttum in einem solchen Ausmaß, daß es dem Einzelnen bald zur Unmöglichkeit wurde, es laufend zu überblicken. So wurde eine Bibliographie schnell zum Bedürfnis und im Jahre 1937 erschien die erste Biographie von Petermann, die sich noch recht bescheiden ausnimmt neben dem jetzt vorliegenden, im Lexikonformat erschienenen neuen Band des gleichen Verfassers. Durch diese mit bewundernswertem Fleiß zusammengetragenen fast 9000 Titel ist auf diesem Gebiet für uns die Kriegslücke geschlossen. Das Werk, mit Stand vom Ende 1950, enthält in 8 Hauptgruppen und 39 Untertiteln alle erreichbaren in- und ausländischen Veröffentlichungen, wobei zahlreiche ausländische Schrifttumszusammenstellungen über Teilgebiete eingearbeitet sind. Dadurch, daß die Titel jeweils in ihrer Originalsprache aufgeführt sind, ist das Werk nicht auf die deutschsprechende Fachwelt beschränkt und liefert einen erfreulichen Beitrag zur internationalen technisch wissenschaftlichen Zusammenarbeit.

Es wäre wünschenswert, daß es Petermann gelänge, das begonnene Werk fortzusetzen, um das man die Bodenkundler durchaus beneiden darf, da es Wissenschaftlern wie Praktikern und den bibliothekarisch arbeitenden Kollegen gestattet, sich schnell und zuverlässig zu orientieren. Ein Nachtrag, der die Jahre 1951 und 1952 berücksichtigt, steht schon als Kartei bereit und es ist zu hoffen, daß die dankenswerte Förderung des Bundesministers für Verkehr auch für die Zukunft dem Werk erhalten bleibt.

E. Bachus, Frankfurt.

Deutsche Bundesbahn: Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken. (AIB), gültig vom 1. November 1953 an. 2. Ausgabe. 1953.

Die seit 1931 eingeführte AIB war durch 7 Berichtigungsblätter und 5 Lieferbedingungen ergänzt und dadurch für eine flüssige Anwendung schwerfällig geworden. Mit der 2. Ausgabe sind nunmehr die reichen Erfahrungen der Deutschen Bundesbahn mit den alten und den vielen neuen Dichtungsmitteln und Dichtungsverfahren wieder in einem Band vereinigt, der in keinem Konstruktionsbüro fehlen darf. In den Abschnitten: Abdichtungsstoffe, Abdichtungsarten, Anwendung der Abdichtungsarten, Prüfung der Abdichtungsstoffe und den als Anlagen beigegebenen Lieferbedingungen sind die Erfahrungen zu Vorschriften umgeformt, an Hand derer die Gewähr für einwandfreie Ausführungen mit erprobten Materialien gegeben ist. Im einem Vorsatzblatt wird auf wichtige Neufassungen und Änderungen hingewiesen, wie z. B. auf den Begriff „Dichtungsträgerbahn“, das „Glasgewebe aus Stapelfasern“, die „thermoplastischen Kunststoffbahnen“ usw., Begriffe, die im Text jeweils definiert und deren Grenzen der Anwendbarkeit klar-

gestellt werden. Bleifolien und Vorsatzbeton haben nicht restlos befriedigt, sie werden abgelehnt und sind nicht mehr besprochen.

Sehr ausführlich ist die Anwendung der Abdichtungsarten behandelt und durch 61 zum größten Teil mehrfarbige Abbildungen verdeutlicht, wobei besonders die Abdichtung von alten und neuen Tunneln bemerkenswert ist. Bei den Fugen sind nur die äußeren Abdeckdichtungen angeführt, während die in den Beton einzulegenden neu auf gekommenen Kunststoff-Fugenbänder einstweilen noch fehlen. Wertvoll sind auch die Hinweise auf Normen, Richtlinien und Vorschriften, nach denen jeder Interessent prüfen sollte, ob seine Unterlagen dem heute gültigen Stand entsprechen. Trotz der Fülle des Materials ist der Stoff leicht verständlich dargestellt und übersichtlich angeordnet, wobei die Stichworte am Rande das Auffinden sehr erleichtern. Das handliche Heft wird, wie schon die 1. Aufgabe, rasch über den Bereich der Bundesbahn hinaus die Grundlage für die Abdichtung unserer Bauwerke werden.

E. Bachus, Frankfurt.

Brendel, Dipl.-Ing. Gottfried, Dresden: Stahlbetonbau. (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau) X, 326 S., Gr. 17 · 23 cm, mit 405 Abb. und 30 Tafeln, Leipzig: B. G. Teubner, Verlagsgesellschaft, 1953. Geb. 13,80 DM.

Das Buch ist aus der Lehrtätigkeit des Verfassers an der Techn. Hochschule Dresden entstanden; vorzugsweise wird das Grundsätzliche hervorgehoben, um das Verständnis zu wecken, und es wird weniger Wert darauf gelegt, Rechenverfahren zu zeigen. Diese Auffassung bestimmt weitgehend auch die Gliederung des Stoffes: Die Grundlagen des Stahlbetonbaus und die

Grundformen sind auf 190 Seiten behandelt, ehe in weiteren 90 Seiten die Bemessung und die Nachprüfung von Stahlbetonquerschnitten dargelegt wird. Das Buch ist von einem pädagogisch interessierten Fachmann geschrieben und wird insbesondere von Studenten und jüngeren Ingenieuren mit Gewinn in die Hand genommen werden.

A. Mehmel, Darmstadt.

Jahrbuch der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 5. Jahrgang 1952/53, Essen: Verlag W. Girardet. 257 S., 139 Abb. und Zeichnungen sowie 67 Diagramme und Tabellen. Geb. 36,— DM.

Das Aachener „Jahrbuch“ erscheint zum fünftenmal in nunmehr bereits traditioneller Form. Es berichtet über Leben und Wirken der Hochschule von Oktober 1950 bis September 1952. Es enthält u. a. die Rektoratsreden des Jahres 1952, über 20 wissenschaftliche Aufsätze, ferner eine ganze Anzahl Kurzberichte über Institute, Tagungen und sonstige Veranstaltungen. Der Jahresbericht 1952 des scheidenden Rektors Prof. Fucks beschäftigt sich mit Fragen des Hochschulstudiums und des Hochschulausbaus, die allgemeines Interesse verdienen.

Insgesamt wieder ein „Jahrbuch“ von hohem akademischem Niveau.

A. Mehmel, Darmstadt.

Pettersson, Docent Ove, Stockholm: Circular Plates Subjected to Radially Symmetrical Transverse Load Combined with Uniform Compression or Tension in the Plane of the Plate (= Tekniska Skrifter, Utgivna av Svenska Teknologföreningen, Nr. 153). 80 S., Gr. 17,5 · 25 cm, mit vielen Abb. und Tab. Stockholm: Teknisk Tidskrifts Förlag 1953. Sw. Kr. 7,—.

Verschiedenes.

Prof. Raab 60 Jahre alt.

Am 24. Februar 1954 vollendete Prof. Dr.-Ing. Friedrich Raab, der verdiente Ordinarius für Straßen- und Eisenbahnwesen, der seit mehr als 30 Jahren an der Techn. Hochschule Karlsruhe wirkt, sein 60. Lebensjahr.

Raab hat einer Menge von Schülern bestes akademisches Rüstzeug vermittelt und der Fachwelt über viele seiner Forschungen in grundsätzlichen Abhandlungen von hohem wissenschaftlichen und praktischen Wert berichtet. In ihnen sind u. a. behandelt Probleme bei Bewegungsvorgängen auf Eisenbahnen und Straßen, exakte Methoden zur Fahrzeitberechnung, die Stabilität des Schienenweges, die Prüfung von Oberbaukonstruktionen, die Konstruktion und Prüfung moderner Straßendecken, die Sicherheit im Straßen- und Eisenbahnverkehr und Probleme der Tunnelentlüftung.

Über seine umfangreiche Lehr- und Forschungstätigkeit hinaus stellte R. häufig seine Arbeitskraft Ausschüssen zur Verfügung. Heute ist er Mitglied des Fachausschusses für Rangiertechnik, des Landesverkehrsbeirats für Baden-Württemberg und der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen.

Die von ihm in den Jahren 1937 bis 1944 herausgegebene Zeitschrift „Gleistechnik und Bahnbau“ erwarb rasch hohes Ansehen. Bereits 1947 brachte er unter schwierigsten Umständen als erste deutsche wissenschaftliche Eisenbahnzeitschrift nach dem Kriege die „Eisenbahntechnik“ heraus, die er mit Abschluß des Jahres 1951 aufgab, um gemeinsam mit Dr.-Ing. E. h. Gerteis die größer angelegte „Eisenbahntechnische Rundschau“ herauszugeben.

Die Fachwelt bringt Raab die herzlichsten Glückwünsche dar und sieht in ihm eine jener schöpferischen Kräfte, die auf Grund ihres Wissens, Ideenreichtums, Erfahrung und Arbeitskraft auch in der Zukunft zu wertvollsten Beiträgen auf dem Gebiete des Straßen- und Eisenbahnwesens berufen sind.

R. Klein, Darmstadt.

Berichtigung

zu dem Aufsatz E. Jacoby: **Die Lastverteilung auf die Pfähle eines Pfahlrostes.** Bauingenieur 29 (1954) S. 47.

Herr Dr.-Ing. H. Beck, T. H. Darmstadt, hat mich dankenswerterweise auf einige Fehler aufmerksam gemacht.

Auf S. 48, r. Sp. Zeile 22 muß es richtig heißen $\sum c a_0^2 \cos^2 \alpha$ anstatt $\sum a_0^2 \cos^2 \alpha$. In Gl. 1 bis 3 auf S. 48, r. Sp., und S. 49, l. Sp. gehört vor die letzte Klammer der linken Seite der Faktor φ , in Abb. 4 fehlt die Angabe des Abstandes der Kraft N vom Pfahl 1. Der Abstand ist 0,65 m. Schließlich ist mir im zweiten Beispiel ein arithmetischer Fehler unterlaufen, so daß die mitgeteilten Ergebnisse nicht richtig sind.

E. Jacoby, Lübeck.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Hauchdünne Kunststoff-Folie als wasserdichte Dachhaut.

Die Spezialfabrik für wasserdichte Bedachungen, PARATECT Hannover, hat eine neue wasserdichte Dachhaut entwickelt, welche erstmalig auf der Industriemesse Hannover 1954 gezeigt wurde. Die Dachhaut besteht aus einer hauchdünnen, beiderseitig mit Jutegewebe kaschierten Kunststoff-Folie, die eingebettet in einer Spezialmasse auf dem Dach naht- und fugenlos verlegt wird.

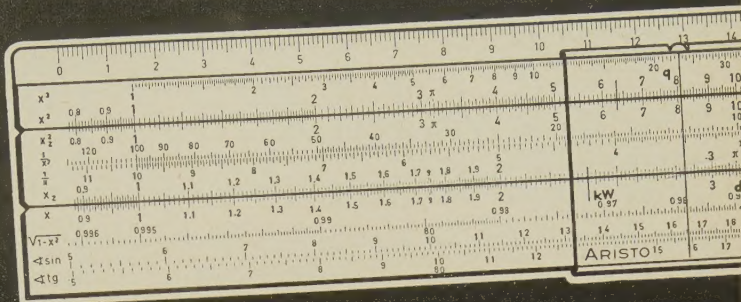
Das Material ist so modellierfähig, daß damit sogar sämtliche Anschlüsse, Rinnenauskleidungen usw. hergestellt werden, so daß die bislang üblichen Zinkblecharbeiten fortfallen können.

Technische Daten
der Kunststofffolien-Einlage.

Eigenschaften	Dimension	Wert
Zerrei ßfestigkeit längs	kg/cm ²	550
Zerrei ßfestigkeit quer	kg/cm ²	500
Zerrei ßdehnung längs	%	30-50
Zerrei ßdehnung quer	%	25
Sto ßfestigkeit längs	cmkg/cm ²	250
Sto ßfestigkeit quer	cmkg/cm ²	250
Formbeständigkeit	C	bis 125
	g	
Wasserdampfdurchlässigkeit	h qcm tor/cm	7 × 10 ⁻⁹
Wasseraufnahme bei 20 °C (nach 2 Tagen)	%	0,5-1
Wasseraufnahme bei 100 °C (nach 2 Stunden)	%	10-20
Spezifischer Widerstand	x cm	10 ¹⁵
Dielektrizitätskonstante bei 50 Hz		4,0
		3,5
		3,4
Dielektrizitätsverlustfaktor bei 10 ³ Hz		0,02
Durchschlagfestigkeit	KV/mm	40

DENNERT & PAPE · HAMBURG-ALTONA

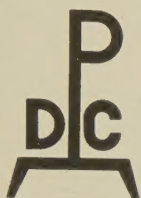
ARISTO
verleiht Überlegenheit



Zweckmäßige Skalenanordnung · Logische Teilungsbezeichnungen

Erhältlich in allen guten Fachgeschäften

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

HICO-Simplex



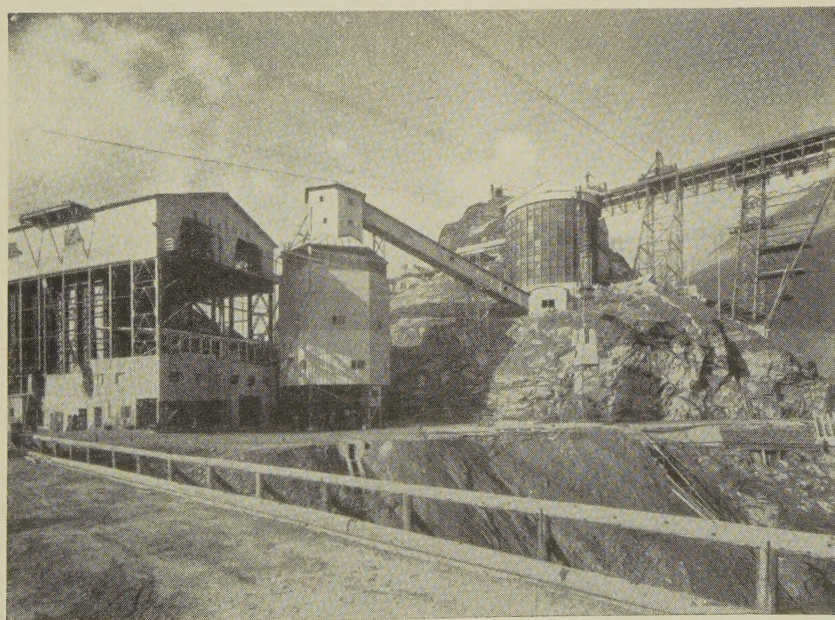
der **Schalungsträger**
nur 2 Elemente,
breiter, sicherer Obergurt,
keine Schrauben,
schneller Zusammenbau.

Mit allen gelieferten HICO-Träger-Teilen zu kombinieren

Nordd. Schrauben- und Mutterwerke A.G.
Abt. Baugeräte · Peine (Hann.)

WAAGNER-BIRÓ AG.

WIEN GRAZ



Für die in 2000 m Höhe
gelegenen Baustellen-
einrichtungen der Ober-
stufe Kaprun wurden
die Stahlkonstruktionen
für die Zement- und
Kiessilo von der
WAAGNER-BIRÓ AG
geliefert und montiert.
Desgleichen die Stahl-
konstruktionen für die
Kabelkranfahrbahnen und
Betonierbrücken

ZENTRALE: WIEN V, MARGARETENSTRASSE 70
ÖSTERREICH

TEL. B 23595

STELLENANGEBOTE

Bei der

Stadtverwaltung Köln

ist die Stelle des

Leiters der Kanalbauabteilung

zum 1. 9. 1954 neu zu besetzen.

Der Aufgabenkreis umfaßt die Entwässerung des rd. 25 000 ha großen Stadtgebietes mit rd. 675 000 Einwohnern. Verlangt wird der Nachweis einer umfassenden Erfahrung in allen Fragen großräumiger Stadtentwässerung. Ablegung der Diplom-Hauptprüfung an einer Technischen Hochschule ist erwünscht. Besoldung nach RBGr. 2b.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen (handgeschriebener Lebenslauf, beglaubigte Zeugnisabschriften, Angabe von Referenzen) sind zu richten an Stadtverwaltung Köln, Personalamt/I.

Für die Amtliche Baustoffprüfstelle mit Laboratorium für Bodenmechanik und Grundbau der Staatsbauschule Trier wird sofort ein

Diplom-Ingenieur

als erstklassige hauptamtliche Kraft gesucht.

Der Bewerber muß vor allem auf dem Gebiete der Bodenmechanik gründliche Erfahrungen besitzen und imstande sein, sich in kurzer Zeit in das gesamte Materialprüfungswesen, besonders in die **Betontechnologie** gründlichst einzuarbeiten. Er wird auch zur Unterrichtserteilung an der Staatsbauschule herangezogen. Die Bezahlung erfolgt nach Verg.-Gruppe III TOA.

Bewerbungen sind an den Direktor der Staatsbauschule in Trier zu richten.

An der Staatsbauschule Holzminden ist am 1. Oktober 1954 die Stelle eines

Baurates

im technischen Schuldienst zu besetzen. Fachrichtung Bauingenieurwesen.

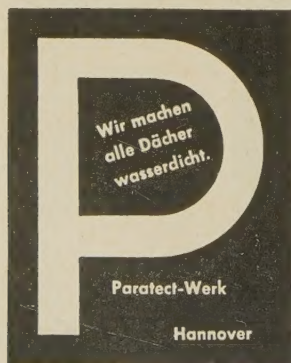
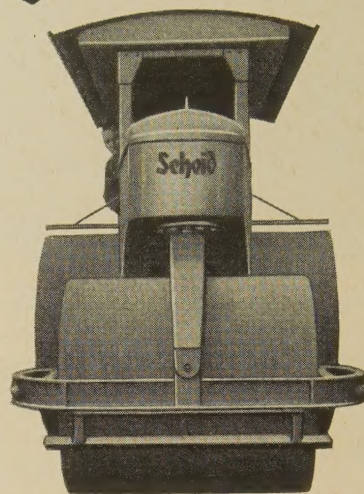
Anstellung zunächst als außerplanmäßiger Beamter auf Kündigung; bei Bewährung Ernennung zum Beamten auf Lebenszeit nach spätestens zwei Jahren. Besoldung nach Gruppe A 2 c 2. **Bedingungen:** Ausbildung soll bei der Verwaltung der Deutschen Bundesbahn durchgeführt, die große Staatsprüfung bei der gleichen Verwaltung abgelegt sein. Bewerber darf das 40. Lebensjahr nicht überschritten haben.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind sofort bei der Schulleitung der Staatsbauschule einzureichen.

Für erstklassiges Bauunternehmen in Teheran werden einige erfahrene

Diplom-Bauingenieure

spez. für Panzer-Beton-Asphalt- und Wohnhäuserbau gesucht. Bewerbungen mit Lebenslauf und Zeugnisabschriften an Fa. F. Dehdashti, Hamburg 1, Mönckebergstraße 11, erbeten.

**Scheid****moderne Dieselmotor-Straßenwalzen****W. & J. SCHEID**

Maschinenfabrik und Eisengießerei
LIMBURG/Lahn

Der Dammbau**Grundlagen und Geotechnik der Stau- und Verkehrsdämme**

Von

Dr.-Ing. **Karl Keil**

berat. Ingenieur des Bau- und Bergwesens,
Ingenieurgeologe

Zweite, völlig neubearbeitete Auflage, Mit etwa 524 Abbildungen. Etwa 530 Seiten.

(In Vorbereitung)

Die Temperaturverteilung im Beton

Von

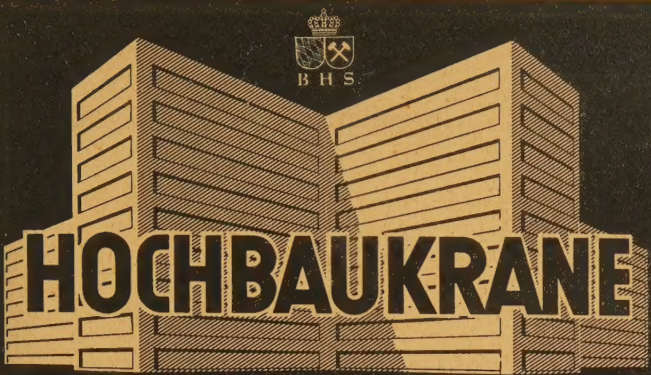
Dr.-Ing. habil. **Kurt Hirschfeld**

o. Professor an der Technischen Hochschule Aachen

Mit 173 Abbildungen im Text und in einem Anhang sowie 15 Zahlentafeln. IV, 154 Seiten. 4°. 1948.

DM 36,—

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG



HOCHBAUKRANE

HÜTTENWERK SONTHOFEN
ALLGÄU

Trockene Wetterseiten
durch

CERESIT 33

nicht sichtbare Aussenimprägnierung
auf Siliconbasis

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH. UNNA i.W.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabriken „Dortmunder-Union 3“ und
„Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend
und preisgünstig abzugeben.

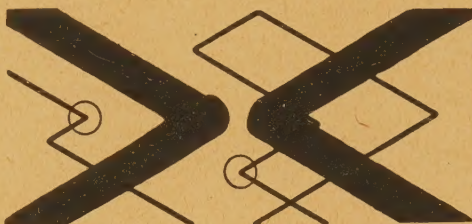
F. & A. JEHL & CO., Rastatt-Hügelsheim/Baden

Winkelscharf

läßt sich mit dem Tuschefüllhalter PELIKAN-
GRAPHOS zeichnen. Diese Zick-Zack-Linie
wurde mit einer 0,6 mm breiten A-Feder
gezogen. Darüber sind, stark vergrößert,
die durch Umkreisung kenntlich gemachten
Winkelspitzen kopiert.

Pelikan Graphos

Ausführlicher Prospekt auf Wunsch GUNTHER WAGNER · HANNOVER



KNAUF
GIPS
verbürgt
Qualität

FÜR JEDEN ZWECK

ORKIT
SCHUTZANSTRICHE
HANS HAUENSCHILD · CHEM. FABRIK KG · HAMBURG

OMS Lieferung · Planung
KLÄRANLAGEN

DEUTSCHE ABWASSER-REINIGUNGS- GES. M. B. H.,
STÄDTEREINIGUNG · WIESBADEN, FERNRUF 25666 und 28276

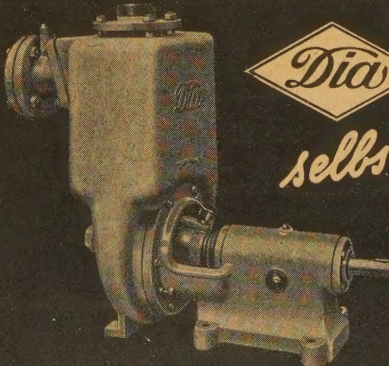
**BAUUNTERNEHMUNG
KARL HITZBLECK**

Industriebau	Erdbewegungen
Siedlungsbau	Stollenbau
Stahlbetonbau	Kanalbau

Säurefeste und feuerfeste Arbeiten
Schreinerei — Werkstätten

DUISBURG

Sa.-Nr. Telefon 20043

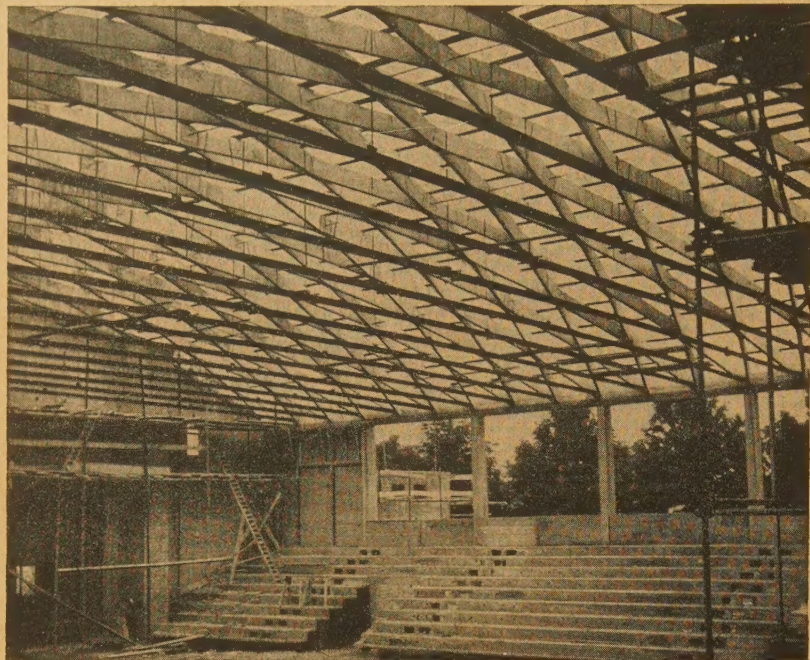


**Zentrifugal-
PUMPE**

selbstansaugend

bis 8 m
für Abwasser
und Dickstoffe

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. · DUSSELDORF / 100



Sporthalle mit bogenförmigem Stahl-
beton-Rautendach auf dem Dominicus-
platz Berlin-Schöneberg

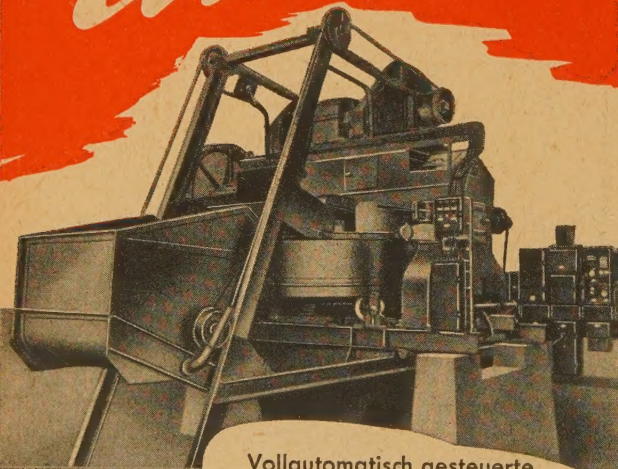
BETON- UND MONIERBAU

Aktiengesellschaft

DUSSELDORF (Hauptverwaltung)



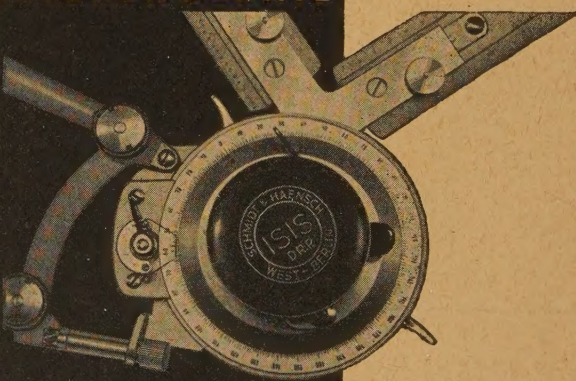
90 JAHRE
Eirich 



Vollautomatisch gesteuerte
Hochleistungs-Betonfabriken
(Gegenstrom-Schnellmischer „Patent Eirich“)
zementsparend, gleichbleibend
in Wirkung und Leistung
Fordern Sie Aufklärung!

MASCHINENFABRIK GUSTAV EIRICH
HARDHEIM • NORDBADEN • TELEFON 151-152

DIENEN
ISIS.
ZEICHENGERÄTE



FORDERN SIE
UNSEREN
PROSPEKT J6a

Vertreternachweis durch den Alleinhersteller
SCHMIDT & HAENSCH · FEINMECHANIK U. OPTIK
BERLIN-SCHÖNEBERG · NAUMANNSTR. 33 · RUF 711625

K 5